

Title	鉄筋コンクリートにおける付着とひびわれに関する研究(Dissertation_全文)
Author(s)	森田, 司郎
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	1968-09-24
URL	http://dx.doi.org/10.14989/doctor.r1287
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

鉄筋コンクリートにおける付着と
ひびわれに関する研究

森 田 司 郎

昭和43年4月

鉄筋コンクリートにおける付着と

ひびわれに関する研究

森 田 司 郎

昭和43年4月

序 文

鉄筋コンクリート構造は鉄筋とコンクリートと云う複合材料から成り、しかも常に鉄筋とコンクリートが一体として働くことを前提とした構造物である。鉄筋とコンクリートを一体に結合するために特別の装置を備えるのではなく、あくまでも鉄筋とコンクリートの界面における付着作用に依存しているのであるから、付着作用は鉄筋コンクリート構造にとって成立の基盤とも云うべき重要な役割を占めている。科学技術の進歩がもたらした鉄筋やコンクリート素材の高品質化の効果を鉄筋コンクリートの性質に有効に反映させるためには、付着性質についての究明が極めて大切であることは論を待たない。

しかるに、付着の性質についての既往の知識は非常に貧弱で、例えば最も単純で基本的な応力状態を与える引抜試験において、任意の荷重下での付着応力の分布をも予知することが出来ないのが実状である。現在、付着応力状態を表現する尺度としては、対象とする区間での平均付着応力の大きさ以外には持たせがけないのである。鉄筋やコンクリートの品質が低い間は実用上さしたる問題はなかったが、高強度鉄筋、高強度コンクリートの実用化に伴い、付着問題の再検討が当然クローズアップされなければならない。

付着性質を向上させるために、様々の形状の異形鉄筋が開発されているが、これらの異形鉄筋の付着性能を合理的に評価できる試験方法がいまだ確立されていない。鉄筋自体の品質改良の方向を与えるためにも、標準試験法の設定が待たれているが、この目的のためにも付着の基本的な性質をまず知ることが不可欠と思われる。

本研究は著者が京都大学工学部建築学教室において行ってきた付着性質とそれに密接な関係をもつコンクリートの外力によるひびわれ性質についての研究成果をまとめたもので11章よりなっている。オ1章においては付着とひびわれの問題の重要性を論じ、本研究の目的を示した。オ2章は付着についての基本的な性質を整理し、著者の付着理論の骨子を述べたものである。オ3章では付着理論の基礎となる付着応力 τ と相対滑り S の関係について究明したもので、著者独自の実験法から得られた $\tau-S$ 曲線を提示している。オ4章はオ3章で求めた $\tau-S$ 曲線を用いて、オ2章で示した付着理論を実際に適用する手法を示したものである。

オ5章とオ6章は最も基本的な付着応力状態である引抜型付着応力状態と両引型付着応力状態を取り上げたもので、理論的検討と実験結果を対照しながら、これらの状態の特性を明らかにしている。オ7章はひびわれ問題を取扱う上での基本型である細長い鉄筋コンクリート柱体に引張力を加えた場合の性状を究明したもので、ひびわれ発展過程を付着理論を応用して力学的に解明出来ることを示している。オ8章はオ5章、オ6章、オ7章でそれぞれ扱った基本的付着応力状態を具現する引抜試験、両引試験、Long Prism試験の3つの試験法を種々の市販異形鉄筋について行い、著者の付着理論の総合的な実験的確認を行っている。

オ9章とオ10章は、オ8章までに論述した付着とひびわれ性質が梁材の変形状態に与える影響を論じたものである。オ9章では、オ7章で求めた鉄筋コンクリート引張材の変形特性を梁に応用して、梁のひびわれによる剛性低下を求める手法を示し、更に梁のひびわれ制御式を提示して、ひびわれ制限から決まる鉄筋の許容応力を種々の条件に対して具体的に示した。オ10章ではオ9章で示したひびわれによる梁の剛性低下が、不静定架構におけるモーメント分布に与える影響を論じ、設計上配慮すべき要点を示した。オ11章は以上の研究内容を要約して結論づけたものである。

本研究は、付着の基本的性質を明らかにしているが、その目的の初歩的な段階にしか達していないものである。実際の構造物に現れる様々な条件下での付着に関連する現象の全てを解明するためには、多くの問題点が残されている。これらの問題点については継続して研究する所存である。

昭和43年2月

森 田 司 郎

目 次

才1章 緒 論	1
〔才1章参考文献〕	3
〔才1章付図〕	5
才2章 付着の基本的性質	7
2.1 概 説	7
2.2 付着の機構	7
2.2.1 丸鋼の付着	7
2.2.2 異形鉄筋の付着	9
2.2.3 定着付着と曲げ付着	10
2.3 付着に影響を与える主要因	12
2.3.1 コンクリート強度の影響	12
2.3.2 コンクリート配合の影響	12
2.3.3 コンクリート中の鉄筋位置の影響	13
2.3.4 コンクリート応力の影響	14
2.3.5 コンクリートかぶり厚さの影響	14
2.3.6 埋込み長さの影響	15
2.4 微小部分についての付着基礎式	15
2.5 既往の付着理論	18
2.5.1 弾性付着理論	18
2.5.2 修正弾性付着理論	19
2.5.3 肌圧摩擦理論	20
2.5.4 Ratz, Holmjanski, Kolnerの理論	21
2.5.5 G. Rehmの理論	23
2.6 著者の付着理論の骨子	24
2.7 本章の総括	26
〔才2章参考文献〕	27
〔才2章付図〕	31

オ3章 付着応力-滑り曲線	43
3.1 概 説	43
3.2 τ -S曲線についての従来の研究	43
3.2.1 D. Watstein等の研究	43
3.2.2 G. Rehmの研究	45
3.2.3 Ratz, Holmjanski, Kolnerの研究	45
3.3 τ -S曲線を求めるための著者の方法	46
3.3.1 太く長い鉄筋コンクリート柱体の引張試験による方法	46
(1) 原 理	46
(2) 供試体	47
(3) 載荷方法と測定事項	48
3.3.2 種々の付着長さの引抜試験による方法	49
(1) 原 理	49
(2) 供試体	49
(3) 載荷方法と測定事項	51
3.4 τ -S実験曲線とその特性	51
3.4.1 太く長い柱体の引張試験から得られた τ -S曲線	51
3.4.2 引抜試験で求めた τ -S曲線	52
3.4.3 二方法による τ -S曲線の比較	53
3.5 τ -S曲線の近似化	54
3.5.1 完全弾塑性への近似	54
3.5.2 非線型近似	55
3.6 τ -S曲線とP-S曲線の関係	56
3.7 本章の総括	58
〔オ3章参考文献〕	59
〔オ3章付図〕	61
オ4章 付着理論の適用	79
4.1 概 説	79
4.2 応力状態と境界条件	79
4.2.1 半無限体型付着	79
4.2.2 引拔型付着	80

4.2.3 両引型付着	81
4.2.4 複合型付着	81
4.3 半無限体型付着応力状態の理論的解法	81
4.3.1 τ -S曲線をそのまま用いて逐次積分する方法	81
4.3.2 τ -S曲線を完全弾塑性に近似する方法	83
(1) 弾性付着	83
(2) 弾塑性付着	84
4.3.3 τ -S曲線を非線型近似式で表わし数値積分する方法	85
4.4 理論解と実験値の比較	88
4.4.1 異形鉄筋の場合	88
4.4.2 丸鋼の場合	90
4.4.3 τ -S曲線とP-S曲線	91
4.5 本章の総括	92
〔才4章参考文献〕	93
〔才4章付図〕	95
才5章 引抜型付着の特性	103
5.1 概 説	103
5.2 付着理論の引抜型付着への応用	104
5.3 理論の妥当性の検討	108
5.3.1 付着応力等の分布に関する理論と実験の比較	108
5.3.2 平均付着応力-端部滑り曲線に関する理論と実験の比較	109
5.3.3 τ -S近似曲線の適性	110
5.4 引抜試験の特性	111
5.4.1 付着応力分布の特性	111
5.4.2 滑り量を基準とした付着強度に及ぼす鉄筋種類の影響	112
5.4.3 滑り量を基準とした付着強度に及ぼす埋込長さの影響	113
5.4.4 滑り量を基準とした付着強度におよぼす鉄筋径の影響	113
5.4.5 滑り量を基準とした付着強度におよぼす付着特性値の影響	117
5.5 引抜試験法の類型	118
5.5.1 フランス式引抜試験法	118
5.5.2 実験によるA型とB型の比較	119

5.6 引抜試験法の意義	121
5.6.1 鉄筋の付着性能試験法としての引抜試験法	121
5.6.2 標準引抜試験法とその結果の評価法の提案	122
5.6.3 引抜試験結果と設計用許容付着応力度との関連性	124
5.7 本章の総括	126
[オ5章参考文献]	127
[オ5章付図]	131
オ6章 両引型付着の特性	155
6.1 概 説	155
6.2 付着理論の両引型付着への応用	156
6.3 両引型付着特性の理論的検討	159
6.3.1 鉄筋引張力一端部滑り曲線	159
6.3.2 平均付着応力と付着分布形状係数	160
6.3.3 材長の変化が変形特性に与える影響	161
6.3.4 鉄筋径の変化が変形特性に与える影響	162
6.4 実験的研究とその結果の理論との査照	163
6.4.1 実験概要	163
(1) 供試体	163
(2) 試験方法	164
6.4.2 実験結果	165
6.4.3 実験結果と理論値の比較	166
(1) $P_{\max}-S_L$ 曲線と $P_{\min}-S_L$ 曲線について	166
(2) $\tau_{av}-\epsilon_{av}$ 曲線について	167
(3) 付着分布形状係数 k_1 について	167
6.5 両引試験法の意義	168
6.5.1 両引試験法による付着効果の評価法	168
(1) D.Watsteinの方法	168
(2) 国分、樋口の方法	168
(3) P.O. Jonssonの方法	169
(4) 著者の方法	169
6.5.2 標準付着試験法としての両引法の適性	169

(1) 付着性能の相対的優劣の判定法としての適性	169
(2) 鉄筋のひびわれ分散性能の評価法としての適性	171
6.5.3 両引試験法の改良	171
6.6 本章の総括	172
〔オ6章参考文献〕	173
〔オ6章付図〕	175
オ7章 細長い鉄筋コンクリートブリズムの引張変形とひびわれ	189
7.1 概説	189
7.2 細長いRCブリズムの変形とひびわれ理論	190
7.2.1 基本方針	190
7.2.2 ひびわれ間隔	191
7.2.3 変形特性	194
7.2.4 ひびわれ幅	195
7.3 細長いRCブリズムの引張試験	197
7.3.1 既往の実験的研究と著者の実験の特徴	197
7.3.2 実験概要	197
7.3.3 各実験シリーズの目的	198
(1) 実験Ⅰ	198
(2) 実験Ⅱ	199
(3) 実験Ⅲ	199
(4) 実験Ⅳ	199
7.4 RCブリズムの変形特性について (k_1 k_2 値について)	202
7.4.1 k_1 k_2 の実験値 (コンクリートの収縮のない場合)	202
7.4.2 k_1 k_2 の理論値と実験値の比較	203
7.4.3 k_1 k_2 におよぼす鉄筋比の影響	203
7.4.4 k_1 k_2 におよぼすコンクリート断面の影響	204
7.4.5 k_1 k_2 におよぼすコンクリートの乾燥収縮の影響	204
(1) 収縮の評価方法	204
(2) 収縮をうけた場合の k_1 k_2 の値	205
7.5 ひびわれ間隔およびひびわれ幅について	207
7.5.1 既往のひびわれ設計式の特徴	207

(1) CEB理論式とその類型	207
(2) Efsen, Krenchelの提案	209
(3) CEB改良式およびMattock式	210
(4) Borgesの提案	211
7.5.2 著者の付着理論から求めたひびわれ間隔およびひびわれ幅	212
7.5.3 平均ひびわれ間隔についての実験結果	213
7.5.4 ひびわれ間隔におよぼす乾燥収縮の影響	216
7.6 鉄筋の付着性能試験法としての細長いRCプリズムの引張試験法の提案	218
(1) 供試体形状, 寸法	218
(2) 供試体の製作	218
(3) 供試体の養生	219
(4) 載荷試験	219
7.7 本章の総括	219
〔オ7章参考文献〕	220
〔オ7章付図〕	225
オ8章 各種付着試験法の比較実験	241
8.1 概 説	241
8.2 実験計画	242
8.2.1 供試材料	242
(1) 鉄 筋	242
(2) コンクリート	242
8.2.2 供試体および試験法	244
8.3 実験結果	245
8.3.1 引抜試験結果	245
8.3.2 両引試験結果	246
8.3.3 Long Prism試験の結果	249
8.4 3種類の付着試験法の相互関係	250
8.5 本章の総括	251
〔オ8章付図〕	253
オ9章 付着とひびわれに起因する鉄筋コンクリート梁の変形特性	259
9.1 概 説	259

9.2 ひびわれを生じた梁の応力状態	260
9.3 RCプリズムの変形特性の梁材への応用	261
9.4 ひびわれによる梁の剛性の低下	264
9.4.1 コンクリートの応力-ひずみ曲線	264
9.4.2 曲げ剛性の算定式	264
(1) 初期剛性	264
(2) 初ひびわれ時の剛性	264
(3) ひびわれ以後の剛性	264
9.4.3 理論と実験結果の比較	265
9.5 鉄筋コンクリート梁のひびわれ制御	267
9.5.1 ひびわれ理論	267
9.5.2 実験と理論の比較	269
9.5.3 諸家の実験結果と著者ひびわれ式の比較	270
9.5.4 ひびわれ幅の制御方針	272
9.6 ひびわれ幅制限の立場からの異形鉄筋の許容応力度の上限	274
9.7 本章の総括	277
〔オ9章参考文献〕	278
〔オ9章付図〕	283
オ10章 ひびわれによる鉄筋コンクリート不静定架構のモーメント再分布	301
10.1 概説	301
10.2 鉄筋コンクリート不静定梁のモーメント再分布の解法	302
10.2.1 $M-\phi$ 関係の表現法	302
10.2.2 $M-\phi$ 関係の非線型近似による解析法	304
10.2.3 $M-\phi$ 関係をそのまま用いる Iteration法	307
10.3 2スパン連続梁についての実験的研究と理論の適用	308
10.3.1 実験計画	308
(1) 連続梁の実験 (モーメント再分布の実験)	308
(2) 単純梁の実験 ($M-\phi$ 関係を得るための実験)	309
(3) 材料の品質と各供試体の力学的性質	309
10.3.2 モーメント再分布理論の適用	310
(1) 弾塑性モーメント分布	310

(2) S1梁についての非線型近似解法の適用	312
(3) Iteration法による再分布の計算	313
10.3.3 モーメント再分布の実験結果と理論値の比較	313
(1) 実験結果	313
(2) モーメント再分布についての実験と理論の比較	314
(3) 曲率分布の実験値と理論値の比較	316
10.4 ひびわれによるモーメント再分布特性と設計上の対策	316
10.4.1 固定梁におけるモーメント再分布	316
10.4.2 建築架構の常時荷重下のモーメント再分布特性と設計上の配慮	318
10.5 本章の総括	320
〔才10章参考文献〕	321
〔才10章付図〕	323
才11章 結 論	345

第 1 章 緒 論

鉄筋コンクリート構造は鉄筋とコンクリートが一体となって荷重に抗する構造であるから、鉄筋とコンクリートを一体にしようとする作用—付着作用—が極めて重要な役割を占めていることは言うまでもない。鉄筋コンクリートの理論はそのすべてが鉄筋を含んだ断面の変形が平面保持の仮定を満足することを前提として展開されたものであると云ってよいが、この仮定が破れるような変形を生じるとき、これに抗するのが付着作用である。

今日、鉄筋コンクリート構造学の範中で特に重要な研究課題となっている分野は剪断破かい問題、ひびわれ制御の問題、プラスチックヒンジの廻転能の問題、モーメント再分布の問題等であるがこれらの問題のいずれにも付着の性質が重要な役割を演じている。これらの問題が未解決の部分を含み、複雑な様相を呈する共通の理由は、これらの問題における典型的な変形状態が局部的に平面保持の仮定から大きく外れていることである。^{1) 2) 3) 4)} 平面保持が乱れる場所、換言すれば鉄筋と鉄筋に接するコンクリートとの間に相対変位を生じる場所には必ず付着応力が発生してこの変位の拡大に抵抗する。これを剪断の斜めひびわれ近傍について例示したのが 1.1 図である。逆に云えば完全に平面保持が成立すれば付着応力は発生しないのである。従って付着応力と相対変位の間には密接な関係があり、この関係の把握が重要なポイントであることが判る。⁵⁾ 大きな相対変位はひびわれの存在なしには生じ得ないのであって、付着応力を作用するところには必ずコンクリートのひびわれが存在する。そして、付着応力のひびわれ近傍における鉄筋に沿う分布が判れば、鉄筋応力の分布、コンクリート応力の分布が求められ、ひびわれ幅の大きさを含めて、問題の局所の変形状態が全部判明することになる。⁶⁾ 従って付着応力を従来のように或る区間での平均付着応力と云う形で評価するだけでは不十分で、任意の条件下での付着応力の分布を求めると云う問題すなわち付着分布理論を確立するのが重要であって、^{6) 7)} これが本研究のオ一の主要課題である。

従来、付着応力と云われて来た内容の中には大きく分けて鉄筋の応力をコンクリートへ完全に移行させる定着時の付着 Anchorage Bond と、剪断力が作用する断面に生じ Q/bj で計算される付着 Flexural Bond or Local Bond の 2 つに大分さ

れる。^{7) 8)} これらの付着が設計手段上の理由で便宜的に分類されているだけなのか、付着の機構上本質的な差異があるのか、どの点に着目してこれらの関連を明らかにし、その差異を説明したらよいのかと云う問題が不問のまゝにされているのが現状である。この点の解明も付着理論が確立されれば自ら行われる。

最近わが国においても高強度異形鉄筋の実用が進み、ほとんどの鉄鋼メーカーが独自の異形鉄筋を市場に出している。これらの異形鉄筋の品質、特に付着性能の保証のためには統一的なしかも合理的な試験法をその試験結果の評価法も含めて確立するのが急務である。付着試験法についての研究は今世紀初頭から豊富に行われて来ているが、^{9) 10)} 今日まですべての点で納得のゆく試験法が確立されていない。^{10) 11)} 典型的な試験法における付着応力状態の特性を統一的に調査し、合理的な試験法確立に資するのが本研究の才2の主要課題である。このためにはすでに述べた付着理論が必要なのは言うまでもない。

鉄筋コンクリート部材にひずわれが発生すると、その性質はひずわれ以前と大きく変わる。鉄筋コンクリートの曲げ材の力学ではコンクリートの引張強さを無視し、このひずわれの発生した状態に基づいて断面の強さと変形を求めている。実際にはこのような理論上の仮定とは異なって、ひずわれがある間隔をもって発生し、ひずわれとひずわれの中間の部分には付着応力が存在し、1.1図に示すように鉄筋の応力はひずわれの位置で最大値を示し、ひずわれを離れるに従って引張応力の一部はコンクリートへと移動する。この現象が常用理論と実際の力学的性質の差異の根源をなしている。この現象を定量的に明確に追及し、ひずわれ間隔、ひずわれ幅を与える法則を見出すためには、コンクリートの柱体の中心に鉄筋を埋めこんだRCプリズムの引張試験を行うのが従来から多くの研究者によって行われて来た方法である。¹²⁾ 曲げ材におけるひずわれの間隔、開口幅の問題、クラックによる剛性低下の問題もこの現象に着目して解決すべきものであって、^{13) 14)} この問題の解明が本研究の才3の主要課題である。

クラックによる断面の剛性低下が部材の性質におよぼす最も基本的な影響は、撓み曲線の非線型化である。鉄筋コンクリート部材の正確な変形計算は従来の弾性的な常用設計法の体系下では、実用上余り重要な問題ではなかった。しかし、材料の許容応力度の上昇に伴って過大变形の障害が目立つようになり、また、設計法の終局強度型への発展的移行がすう勢となっている現在では極めて重要な問題となって来た。¹⁵⁾ 剛性低下の影響の高次的なものに不静定架構におけるモーメント再分布の問題がある。架構のいずれの断面においても降伏モーメントに達していない荷重段階でもモーメント再分布が生じるのは鉄筋コン

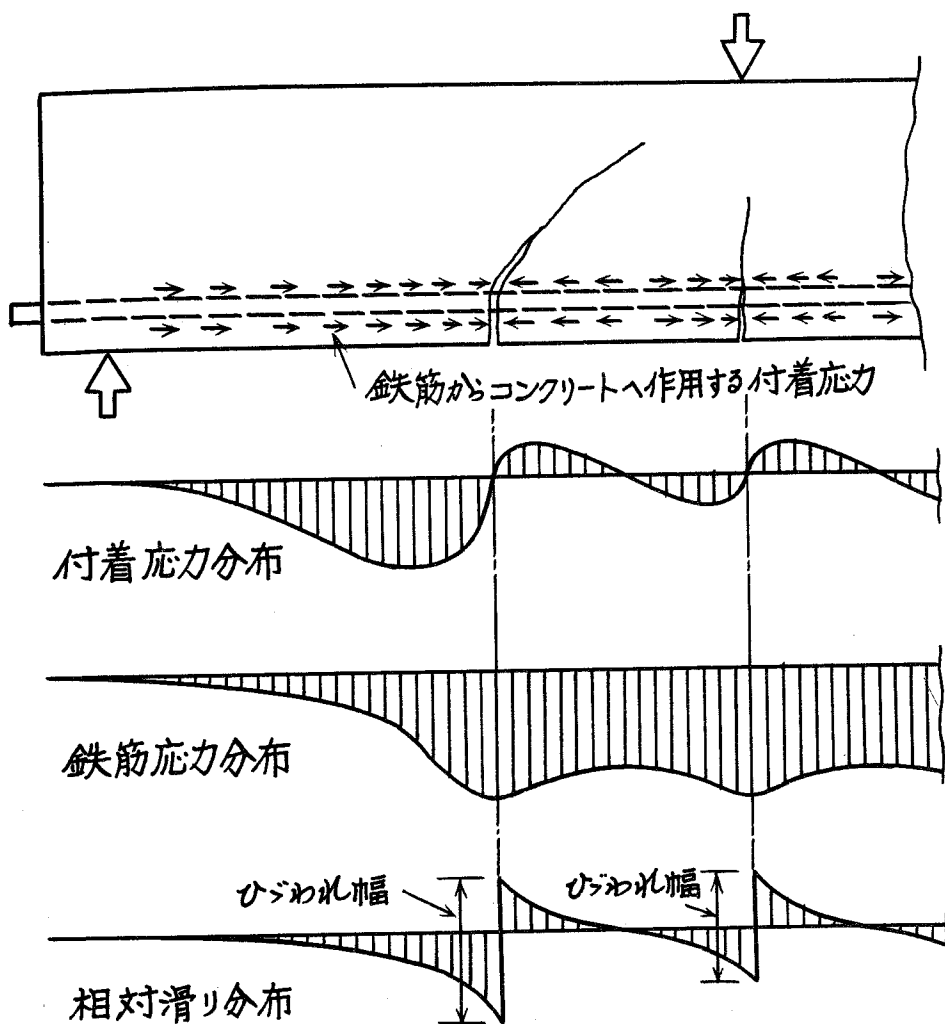
クリート構造に特有の現象で、¹⁶⁾¹⁷⁾ 普通の塑性解析で云う塑性ヒンジ生成による応力再分布とは異質な現象である。本研究に於てはこのようなモーメント再分布現象の性質を、オの主要課題で明らかにした断面のモーメント—曲率関係の応用として、究明した。

以上に述べて来たように、本研究は鉄筋コンクリート構造の付着とクラックに起因する力学的特性を一貫した考え方に従って統一的に解明しようとするものである。

〔オ1章参考文献〕

- 1) Walther, R.; "Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken — Schubbruchtheorie —" Beton- und Stahlbetonbau 57 Jahr. H. 11. Nov. 1962
- 2) Rüschi, H. u. Rehm, G.; "Notes on Relation Between Crack Spacing and Crack Width in Members Subjected to Bending" RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm 1957. Vol. II
- 3) 坂静雄, 山田稔; "鉄筋コンクリート・プラスチックヒンジの回転限界" 建築学会論報 オ58号 昭和33年2月
- 4) Dilger, W.; "Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung" Deutscher Ausschuss für Stahlbeton H. 179, 1966.
- 5) 福田武雄; "軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材における応力分布に関する二、三の理論的問題について" 土木学会誌 オ19巻 昭和8年3月
- 6) Rehm, G.; "Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton" D. A. f. S. H. 138
- 7) ACI Committee 408; "Bond Stress — The State of the Art" J. of ACI. Vol. 63 No. 11 Nov. 1966

- 8) Mylrea, T.D.; "Bond and Anchorage" J. of ACI, Vol. 19, No.9 Mar 1948
- 9) Abrams, D.A.; "Tests of Bond Between Concrete and Steel." Bulletin No.71, Univ. of Illinois, 1913
- 10) Hajnal - Konyi, K.; "Bond between Concrete and Steel" Structural Concrete Vol. 1 No. 9, May/Jun. 1963
- 11) Ödman, S.T.A.; "Bond between Reinforcing Bars and Concrete: Short-Time Tests" RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm. 1957. Vol. IV
- 12) Efsen, A. and Krenchel, H.; "Prognosis of the Crack Problems in Reinforced Concrete Based on Statistical Investigations," RILEM Symposium, Stockholm 1957 Vol. I
- 13) 坂静雄; "鉄筋コンクリート梁の曲げ剛性, 亀裂巾および亀裂間隔" 建築学会論報 才48号 昭29年3月
- 14) Johnson, A.; "Deformations of Reinforced Concrete." Publ. of IVBH. 1951
- 15) Hognestad, E.; "High Strength Bars as Concrete Reinforcement Part 1." J. of PCA Sep. 1961
- 16) Macchi, G.; "Elastic Distribution of Moments on Continuous Beams." Proc. of International Symposium, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI. Nov. 1964
- 17) Leonhardt, F.; "Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken." Beton-u. Stahlbetonbau H. 8. 1965



1・1 図 鉄筋コンクリート部材における付着応力の作用

第2章 付着の基本的性質

2.1 概説

鉄筋とコンクリート間の付着に関する現象は極めてばらつきの多いのが普通である。これは付着の機構に影響を与える要因が極めて多いことを示すものである。従って付着問題の取扱い方は個別的で現象的にならざるを得ない性質を持っている。本章においてはまず鉄筋とコンクリートの間の付着の機構について考察を加える。この点についても従来から多くの説明がなされているが、いずれも定性的な論議に過ぎないものである。

付着現象の基本的な性質を調べるためには何よりもまず、鉄筋軸に沿う付着応力の分布を支配する法則を見出すのが最善の策である。コンクリートを1つの系と考え、鉄筋の系との力の授受を考えると、そこには力の釣合と変形の適合が成立しなければならない。鉄筋の長さ方向の微小部分について考えると、鉄筋とコンクリートのひずみとその点に作用している付着応力の大きさの間には必ず満足しなければならない関係がある。付着応力分布を求めるための理論は必ずこの基本式を満足しなければならない。本章ではこの基礎式を導き、すでに多くの研究者によって発表されている理論とこの基礎式の関係について考察を加える。

この基礎式を与えられた条件に対して解くと言う方法を採用して、しかも実用的な方法であるためには、付着応力の性質について、非常に大胆な仮定を設けなければならない。云い換えれば多くの影響を及ぼす要因のうち、支配的なものを選び、他の要因は無視すると云う簡素化を試みなければならない。しかもこの簡素化によって付着の機構の本質が見失われてしまうものであってはならない。本章では、本研究において著者が用いた付着理論の基本方針を示している。

以上に述べたような本章の内容は、本研究の根源をなすものであって、付着に関連する現象を力学的に考察する場合の手法を示している。

2.2 付着の機構

2.2.1 丸鋼の付着

鋼材をコンクリート中に埋め込むと、鋼材の表面にコンクリートが接着し、鋼材をコンクリート中から引抜く、または押出そうとする力に抗する。これを鋼とコンクリート間の付着と呼び、鋼表面の単位面積当りについての力を付着応力と云う。だから付着応力は鋼とコンクリートの接触面内に生じる剪断抵抗であると云える。このような付着作用を生じる原因については種々の説明がなされているが、^{1) 2) 3)} それらをまとめると次のような作用に大別出来る。

膠着作用 adhesive bond

摩擦作用 frictional bond

機械的作用 Mechanical bond

膠着作用はコンクリート表面と鋼表面が肌離れしない間の接着作用で一般に非常に小さい値であると云われている。2.1表は丸鋼と同じ粗さを持つ平鋼面上に直径1 in.の円板状モルタル供試体を作って膠接強度の試験をしたJ. M. Plowmann の実験結果¹⁾であって、同じ供試体で求めた摩擦係数の値も示してある。

2.1表 平鋼とモルタル間の接着強度試験 (Plowmann¹⁾)

	A	B	C
配 合	1 : 1	neat	neat
W/C %	0.35	0.30	0.32
材 令 (日)	50	46	37
平均膠着応力 kg/cm ²	0.17	0.19	—
変 動 範 囲 kg/cm ²	0.10~0.20	0.06~0.28	—
供 試 体 数	7	13	—
平均マサツ係数	0.73	0.73	0.66
変 動 範 囲	0.71~0.78	0.66~0.80	0.61~0.77
供 試 体 数	40	48	27

これを見ると膠着作用は問題にならないほど小さい値であることが判る。

2.1図は種々の丸鋼表面の粗さを拡大して示したものである。⁵⁾ この図から丸鋼の表面には微細な孔が多数存在することが判り、コンクリート中に埋め込まれた場合にはこの孔をペースト分が充たす。このような界面に剪断力が作用すれば純粹の膠着作用と2.2図で表す面に沿うコンクリートの剪断抵抗とを切り離して考えることは困難である。圧延材よりは引抜材の方が、また圧延材であっても錆の進行の小さい方が、ペーストの剪断抵抗(機械的作用)より膠着作用の占める割合が大きいと云うことは云える。

膠着が失われ、粗面にくい込んだモルタルが剪断されると丸鋼とコンクリートの間には滑りが生じる。滑りが生じた後の付着作用は専らマサツ作用によると考えられる。マサツ作用であるから境界の肌圧の大きさに大きく影響されるのが当然で、2.3図で示される2種の応力状態では付着抵抗に差異が生じる。⁶⁾

こゝでコンクリートと鋼の境界の滑りについて更に考察を加える。2.4図は鋼材近傍のコンクリートの変形を示したもので、ABCDの各点は載荷前には2.4図(a)のように平面上にあったとする。こゝにABCはコンクリート中の点でC点は鉄筋に接するコンクリート表面上の点を示し、D点はC点と接する鉄筋表面上の点とする。2.4図(b)の状態ではC点とD点の間には変位がなく、未だモルタルのかみ合いを含めた膠着抵抗が有効な状態を示す。しかしこの場合でも平面変形をする基準平面からの鉄筋の変位は図に示すように存在する。2.4図(c)はC点とD点が肌離れした後の状態を示し、この場合もABを通る平面からの変位をとると、相対滑りはCD点の距離 S' ではなくてSである。2.4図のように定義した相対滑り量Sとその点での付着抵抗の大きさの関係を描くと2.5図のような形を示すと云われている。⁴⁾ 付着応力の小さい間は弾性を示し、付着応力の増大に伴って次第に塑性滑りを増し、遂には最大値 τ_{max} にいたり、鉄筋表面とコンクリート表面の肌離れ点に達する。 τ_{max} を越えるとマサツ域に入るから肌圧の大きさに応じて、同一の滑りに対して種々の大きさの付着抵抗を示すように分岐する。実はこの2.5図の関係が、後述する付着理論上重要な意味を持ち著者も同図と同様の実験結果を得ている。⁷⁾

2.5図のような関係を持つと仮定すると、例えば丸鋼の引拔型付着試験を行うと2.6図のような付着応力分布の推移を示すことになる。2.6図のような推論は多くの研究者が行っているものである。^{8) 2)}

2.2.2 異形鉄筋の付着

異形鉄筋は丸鋼の表面に突起をつけて、コンクリートと鉄筋のかみ合いを強化したもので、前述の付着作用のうち機械的付着が他の作用より卓越するものである。2.7図は異形鉄筋の付着機構を示したものであるが、もしコンクリートが鉄筋軸方向に割裂かれなければ付着破壊は突起の下部のコンクリートが部分圧縮応力で破壊するか、または突起の頂点を結ぶ線に沿ってコンクリートが剪断されるかのいずれかで生じる。鉄筋で普通考えられる突起の投影面についての部分圧縮強度は極めて大きく、圧縮強度の10倍以上の強度を示す。⁵⁾ この場合は丸鋼の場合と異なって相対変位が極めて大きくなるまで付着抵抗の低下が生じない。これは丸鋼の場合の表面の凹凸の寸法に比して異形鉄筋の突起によって生

じるかみ合いの寸法が大きいため、コンクリートが剪断変形を受けて平面外変形をする範囲が増大するためである。この部分の状態を詳細に調べた後藤の実験によると、この大きな平面外変形を可能にするような局部圧縮によって生じる内部ひびわれの存在を各々のリブの頂点で認めている。⁹⁾ この様子を2.8図に示す。2.8図のようにコンクリートが付着抵抗に関与する範囲が増大するために、異形鉄筋の場合には当然、付着強度とコンクリート強度の相関性が強くなる。

2.8図に示したように異形鉄筋の付着抵抗に際しては、必ず鉄筋と直角方向にコンクリートを押し広げようとする成分が作用する。この横力によってコンクリートはリングテンションを受け、最も弱い面に沿って割れ裂ける。コンクリートが割れ裂ければ付着は極めて劣化するのは当然であって、異形鉄筋の優位性を保障するためにはこの割裂きを防止するのが大切である。

コンクリートの割裂き現象はリングテンションによるコンクリートの引張破壊で、付着とは全然別の問題であると云える。したがって立場によってはこの割裂き作用の取扱い方が異って来る。例えば異形鉄筋の形状による付着性能の優劣を判断しようとするような場合には、割れ裂き作用によってコンクリートが早期に引張破壊をすれば、目的を達しない。H. Granholm は鉄筋の付着試験法でコンクリートの割れ裂きに対して補強を規定していないものは無意味であると極言しているのは当を得ている。¹⁰⁾

割裂き作用に対する補強は普通スターラップ、フープ等の横補強筋で行われるが、これらの補強を行っても鉄筋に沿うクラックの発生を完全に防ぐことは不可能である。したがってひびわれが発生した状態における付着抵抗を設計の便宜上取扱わざるを得ない。このような立場を明確にとっているのがP.M. Ferguson,^{11) 12) 13)} CUR Report No. 24¹⁴⁾ などである。

上述のように異形鉄筋の付着は突起のひっかかりによる機械的な抵抗によるから、鉄筋とコンクリートの界面に作用する肌圧の影響を余り受けない。極端な場合には鉄筋が降伏した後においても、断面縮小に拘らず付着の劣化を生じないと云う著者の実験結果がある。¹⁵⁾ これは丸鋼では全然考えられない現象である。

2.2.3 定着付着と曲げ付着

付着に関する設計において、我々は常に鉄筋端の定着付着と剪断力による付着（曲げ付着）に区別して付着問題を取扱っている。建築学会では2.2表のように付着応力を定めている。¹⁶⁾

2.2表 許容付着応力度の規準値

応力種別 材 料	長 期			短 期
	曲 げ 材 上 ば 鉄 筋※	曲 げ 材 一 般 鉄 筋※	定 着 ・ 継 手※※	
丸 鋼	$\frac{4}{100} F_c$	$\frac{6}{100} F_c$	$\frac{4}{100} F_c$	長期の 2 倍
異形丸鋼	$\frac{7}{100} F_c$	$\frac{10}{100} F_c$	$\frac{7}{100} F_c$	

※曲げ付着 Flexural Bond に相当する。

※※定着付着 Anchorage Bond に相当する。

定着付着 Anchorage Bond とは或る力 T を或る区間 L で全部コンクリートに伝える場合の付着で平均付着応力は

$$\tau = \frac{T}{\pi D L} \quad (2.1)$$

で表わされる。この場合に本当の付着応力の分布は T の大きさに異なり、比較的小さい T の場合には載荷側で大きな付着応力を示すが $T=0$ の端部近くでは殆んど付着応力が作用せず、 T の増大に伴って次第に付着応力の分布が等分布に近づく。しかしいずれの場合も平均応力の大きさは (2.1) 式で必ず表わされる。

一方曲げ付着 Flexural Bond と称しているものは、鉄筋の引張力を或る短い区間で T から $T+\Delta T$ まで変化させるに要する平均付着応力を示し次式で計算される。

$$\tau = Q / \sum \psi \cdot j \quad (2.2)$$

ここに Q は断面に生じるせん断力、 $\sum \psi$ は鉄筋周長の合計、 j は梁の応力中心距離を示す。梁に実際に作用する付着応力は (2.2) 式で与えられるほど簡単ではない。何故なら (2.2) 式には多くの簡単化のための仮定を含んでいるからである。2.9 図の AB 間でクラックが発生していない。(2.2) 式は引張力はすべて鉄筋で受持つとして導かれるものであるから、AB 間の付着応力の大きさは (2.2) 式で与えられるより極めて小さい。また曲げスパン内においては $Q=0$ であるから (2.2) 式によると付着応力は作用しないが、2.9 図の DE 間には付着応力が作用して引張力の一部をコンクリートが分担する。せん断スパン内の BC 間では DE 間のようなクラック間の付着応力と、(2.2) 式で与えられる付

着応力を合成したものとなる。また斜めクラックを生じるF点の右側では過酷な付着応力が生じることは衆知のところである。このように付着応力の大きさは(2.2)式では全然表現し得ないのであって、設計時に(2.2)式でチェックする妥当性は薄いと云わざるを得ない。しかも(2.2)式は等高梁で鉄筋断面積が全長にわたって等しい梁にのみ適用出来るのであって、鉄筋が途中でカットされたり、曲げ上げたりされた場合の付着応力の局所的な集中は全然表現することが出来ない。

2.3 付着に影響を与える主要因

2.3.1 コンクリート強度の影響

2.2で述べた付着の機構から考えて付着強さにはコンクリートまたモルタルの品質の影響を受けるのが当然である。Rehm はコンクリート圧縮強度に正比例するとしてその実験結果を整理しているが、⁵⁾むしろ引張強さに比例すると考える方が当を得ているようである。ACI 規準では付着強さは圧縮強さの平方根に比例するとしている。¹⁷⁾コンクリートの引張強さも圧縮強さの平方根に比例するとしてよいから、これは付着強さと引張強さは正比例すると仮定していることになる。付着強さがコンクリートの割裂で決まるような場合には、この仮定は当然正しい。CUR Report No.24は2.10図のような実験から付着強さ τ_{max} とコンクリート引張強さ σ_{tB} の関係および τ_{max} とかぶり厚さ—鉄筋径比 a/D の関係を求め、図のような結果を得た。¹⁴⁾

オ7章で示す著者の実験結果によると、異形鉄筋を用いた場合には、鉄筋コンクリートのプリズムに生じるクラックの間隔はコンクリート強度に影響されない。¹⁸⁾Hognestad は鉄筋コンクリート梁の実験で同様の結果を得ている。¹⁹⁾クラックの間隔または開口幅はクラック間に生じる付着応力の平均値とコンクリート引張強度の比の関数であることを考慮するならば、このような実験結果は、異形鉄筋の付着強さはコンクリート引張強さに比例することの証明であると云える。丸鋼を用いた場合には、クラック間隔はコンクリート強度の増大に伴って大きくなる。これは丸鋼の付着強さがコンクリート強度に異形鉄筋ほどには依存しないことを示している。

2.3.2 コンクリート配合の影響

付着強さがコンクリート強度に支配されることは当然と云えるが、同一強度のコンクリートであっても、その配合が異なれば付着強度に差異が生じることが考えられる。2.2.2で述べたように、付着の機構は鉄筋のリップとコンクリートの突起とのかみ合いによるので

あるから、極めて局所的な力の授受が行われる。従ってこの部分のコンクリートの組成によって当然影響を受け、特に粗骨材量が支配的な要因となる。Mulin等はコンクリートの配合が付着性質に及ぼす影響を詳細に調べているが、その結果の一部を2.11図に示す。²⁰⁾これは、ソ聯規格のD14を $14 \times 14 \times 14$ cm立方体から引抜試験した結果で、コンクリートの強度レベルは 500 kg/cm^2 であり横軸にとった5種類の配合1B～5Bについての試験からその影響を調べている。2.11図によって単位モルタル量の少いほど、粗骨材量の多いほど同一強度における付着強度が格段と向上していることが判る。これらの研究の結論として、付着強度を向上させる条件として次の事項を挙げている。

- a) 粗骨材量を出来るだけ多く用い粗骨材相互が接触する程度がよい。一般にコンクリート 1 m^3 当り 0.7 m^3 以上の粗骨材量がよい。
- b) セメント量を出来るだけ少くする。 500 kg/cm^2 級のコンクリートでも $400 \sim 500 \text{ kg/m}^3$ 程度がよい。
- c) 砂量は余り大きくすると害があり、S/Aが $20 \sim 28\%$ が最適である。

これらの最適値自体は、締固め方法その他の条件に依存するので問題があるとしても、一般的な傾向として配合の影響を明確に示している点が注目される。従って、例えば骨材の品質自体の付着強さに与える影響を調べようとする目的の場合には、骨材量の影響を排除出来るよう計画することが大切であろう。

2.3.3 コンクリート中の鉄筋位置の影響

コンクリート打設時における鉄筋の位置が付着強度に非常な影響を及ぼすことはよく知られている。^{21) 22) 23)} 各国の鉄筋コンクリート設計規準でも、この現象が考慮されている。この現象を大きく別けると、鉄筋が打込み時に垂直方向を向いているか、水平に置かれているかの差異の問題と、水平鉄筋における鉄筋の上下にあるコンクリート層の厚さの影響の問題に分けられる。2.12図はドイツで行われた実験結果の一例³⁰⁾であり、引抜試験で自由端の滑り 0.1 mm のときの平均付着応力の大きさを示したもので、この問題の概要を示している。この結果によると垂直鉄筋と水平鉄筋の優劣の差は丸鋼の場合により著しいこと、丸鋼では水平鉄筋でさえあれば上下のコンクリート層の厚さに拘らず、付着強さは殆んど変わらないことが判る。

2.13図は非常に短い埋め込み長さで引抜試験を行った場合の自由端滑りと付着応力の関係を示したG. Rehmの実験結果である。鉄筋は丸鋼であるが、水平鉄筋と垂直鉄筋の付着強さの比は滑りの程度によって変化することが判る。したがって平均付着応力の最大

値のみで付着強さを評価することが不充分であることが判る。⁵⁾

2.3.4 コンクリート応力の影響

コンクリート応力と称した内容には、鉄筋軸方向のコンクリート応力と、鉄筋に直角方向の応力の2通りがある。

まず、鉄筋軸方向のコンクリート応力の影響について述べる。一般に鉄筋コンクリート部材の中の引張鉄筋を囲むコンクリートは引張応力を受ける。その意味で付着の試験を行う場合はコンクリート軸応力が引張となるような載荷法で行うべきであるが、種々の制約から引抜試験のようにコンクリートが圧縮応力を受ける試験も行われる。2.14図はこの差異を調べるために著者が行った実験結果の特徴を示している。²⁴⁾ 載荷端滑りと平均付着応力の関係において、滑り量の少い範囲では、コンクリートが引張を受ける場合の方が同じ滑り量に応じる付着応力は大きい。異形鉄筋では最大付着応力はコンクリートが圧縮を受ける場合の方が大きい。これはコンクリート応力の影響と云うよりむしろ端面の変形拘束の影響と思われる。普通の引抜試験のようにコンクリート端面で反力をとると、2.8図に示すようなコンクリートの平面外変形を端面では阻止することになり、このような端面変形を拘束しない場合に生じる2.15図のような漏斗状クラックによる付着低下を生じないので最大付着強度は大きくなる。

一方、鉄筋と直角方向の横応力が付着に影響を与えるのは当然である。何故なら付着の機構にも示したように、付着の一部はマサツ抵抗であるし、異形鉄筋の付着抵抗には必ず横方向に押し拡げる成分があったから、鉄筋の周囲のコンクリートが横方向に応力を受けることは付着強さに重大な影響を与える。当然横圧力を受ける場合に付着が増大し、横方向引張を受けるときに付着は激減する。^{3) 25)}

スターラップやフープのようにコンクリートを横方向に補強することは、コンクリートの割裂を阻止し、鉄筋に横圧を与えることになるから、付着増大に有効である。2.16図は富田の実験結果を示したもので、引抜試験の巻筋の程度と引抜抵抗の関係を示している。²⁹⁾ 横補強を強化するほど、異形鉄筋の付着抵抗は増大するのに対し、丸鋼では殆んど影響がないのは付着機構から考えて当然である。

2.3.5 コンクリートかぶり厚さの影響

鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さが厚いと云うことは、コンクリートの割裂きに対する抵抗を増し、横方向圧力を増大することになるから付着強さを増大するのに有効である。この点に関しては、CUR Report No.24,¹⁰⁾ M. P. Ferguson,^{12) 13) 26)} 小倉,

亀田²⁷⁾らの研究がある。CUR Report の研究結果によるとすでに 2.10 図に示した通り付着強さはかぶり厚さ a と鉄筋径 D の比 a/D に比例する。この場合の付着強さはかぶり部分のコンクリートが割裂けることによって決まるものである。Untrauer はかぶり厚さを变化させた場合の付着強さを ACI 規準値との比で表わし、2.17 図の結果を得ている。²⁸⁾ この結果は先の 2.12 図の結果と一致していて割裂き型の付着破壊に対してはかぶり厚さを増すことが有効であることが判る。

2.3.6 埋込み長さの影響

付着強さを求めるための実験では必ず埋込み長さがある値に決めて試験を行わなければならない。ところが付着強さはこの埋込み長さによって影響をうける。この影響は結局付着応力の分布形によって決まり、この影響の解明には付着応力分布まで還元することが必要である。この点に関しては Mylrea,²⁾ Ferguson,¹²⁾ 富田²⁹⁾等の研究がある。Mylrea は丸鋼についての埋込み長さと許容付着応力の関係を 2.18 図のように示している。一般にこの図のような関係が埋込み長さと付着強さとの間にも成立ち、しかも異形鉄筋についても同様であると考えられている節がある。しかし、2.18 図は丸鋼で載荷端に過大の滑りを生じないと云う制限から決めた許容付着応力であり、最大付着応力に基づいて破壊安全率から決めた許容値でないことに注意しなければならない。滑り制限から定義される付着強度と埋込み長さの関係は本研究で詳述するように、著者の理論によって 2.18 図のように埋込み長さの増大とともに付着強度が低下することを明らかにしている。²⁴⁾ Ferguson は実験結果から 2.19 図を与えている。¹²⁾ この図は比較的薄いかぶりを持つ梁の引張鉄筋についての実験から求められたものであり種々の付帯条件を持っているが、要するにこの図は埋込み長さが長くなるほど付着強さは低下することを示している。2.19 図のような傾向はコンクリートの割裂きで付着強さが決るタイプのものについての一般的性質であって、マッシュなコンクリートに鉄筋が埋込まれた場合には、これらと事情が異なる。例えば富田の実験によると、充分割裂き補強をした引抜試験では 2.20 図のように付着強さは埋込み長さに殆んど影響されないことを示している。²⁹⁾ 従ってこの影響を論じるときにはどのように付着状態を想定しているか云う前提を明らかにしておくことが大切である。

2.4 微小部分についての付着基礎式

コンクリートの中に埋め込まれた鉄筋の任意の位置 x における微小部分 dx をとりあげ

る。力を受ける以前のコンクリートの dx の長さは力を受けて変形後 dx' の長さに変化したとする。位置 x における鉄筋のうける力を P_{sx} (引張力を正とする) , コンクリートのうける力の総和を P_{cx} (引張力を正とする) とし, dx の間でそれぞれ dP_{sx} , dP_{cx} だけ変化したとする。一方, 2.2 1図に示すように載荷前に一平面上にあった各点はコンクリートの平面外変形や鉄筋と鉄筋に隣接するコンクリート間の滑りのために載荷後は一平面上にはないのが普通である。理論の簡単のためにもしコンクリートが平面変形した場合, すなわち, P_{cx} が断面内で等分布とした場合の平面からの鉄筋の相対変位を S_x とし, これを以後は一般に鉄筋とコンクリートの間の相対変位 (または相対滑り) と定義する。 S_x も dx 間に dS_x だけ変化する。2.2 1図は載荷後の微小部分を示したものである。載荷前の鉄筋の微小部分 dx の載荷後の長さは2.2 2図より

$$\begin{aligned} dx \left(1 + \frac{P_{sx}}{E_s A_s} \right) &= x + dx' - (S_x + dS_x) - (x - S_x) \\ &= dx' - dS_x \end{aligned} \quad (2.2)$$

$$\text{また } dx' = dx \left(1 + \frac{P_{cx}}{E_c A_c} \right) \quad (2.3)$$

(2.2) , (2.3) より変形の適合条件式として

$$-\frac{dS_x}{dx} = \frac{P_{sx}}{E_s A_s} - \frac{P_{cx}}{E_c A_c} \quad (2.4)$$

(2.4) 式は dx 区間の滑りの増分が鉄筋の伸びとコンクリートの伸びの差で表わされることを示している。

x 位置における付着応力の大きさを τ_x とし, dx 区間では等分布すると仮定すると2.2 2図の微小部分の力の釣合から

$$\frac{dP_{sx}}{dx} = -\phi \cdot \tau_x \quad (2.5)$$

ここに ϕ は鉄筋の周長を表わす。

2.2 3図に示すように断面力の釣合から, P_{so} , P_{co} をそれぞれ鉄筋とコンクリートの端断面における力とすれば

$$P_{sx} + P_{cx} = P_{so} + P_{co} \quad (2.6)$$

となる。(2.6)式と(2.4)式より P_{cx} を消去すると次式を得る。

$$-\frac{dS_x}{dx} = (1 + np) \frac{P_{sx}}{E_s A_s} - \frac{P_{so} + P_{co}}{E_c A_c} \quad (2.7)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{こゝに } n &= E_s/E_c \\ p &= A_s/A_c \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

(2.7)式を x について微分して(2.5)式に代入すれば

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = \frac{1 + np}{E_s A_s} \phi \cdot \tau_x \quad (2.9)$$

を得る。(2.9)式は付着の基礎微分方程式と呼ばれるもので、多くの研究者による付着理論は(2.9)式またはこれを変形した形から展開されている。

なお、2.24図のように x の方向をとれば(2.4)式は

$$\frac{dS_x}{dx} = \frac{P_{sx}}{E_s A_s} - \frac{P_{cx}}{E_c A_c} \quad (2.4)^*$$

(2.5)式は

$$\frac{dP_{sx}}{dx} = \phi \cdot \tau_x \quad (2.5)^*$$

となり(2.9)式はそのまゝ成立する。

上述の理論での基本仮定をこゝにまとめると次の様である。

- (1) コンクリートと鉄筋の断面の重心は一致し、部材には彎曲がない。
- (2) 鉄筋およびコンクリートは軸方向応力に対して弾性である。
- (3) 縦変形のみ考慮し、横変形は考慮しない。
- (4) コンクリートおよび鉄筋に作用する直応力の断面内分布を一樣とする。そして鉄筋の変形後の仮想平面とコンクリートの仮想平面との距離をその位置での相対滑りとする。

2.5 既往の付着理論

2.5.1 弾性付着理論

福田³⁾は2.4で示したものと全く同一の仮定を用いて(2.9)式を導き、それに基づいて種々の応力状態に対する付着応力分布理論式を求めている。すなわち、(2.9)式において付着応力 τ_x と相対滑り S_x が比例するとして

$$\tau_x = \alpha \cdot S_x \quad (2.10)$$

(2.10)式を用いると(2.9)は

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = \frac{1+np}{E_s A_s} \cdot \phi \cdot \alpha S_x = k^2 S_x \quad (2.11)$$

但し

$$k^2 = \frac{1+np}{E_s A_s} \phi \cdot \alpha \quad (2.12)$$

(2.11)式を用いて例えば引抜試験時の応力状態に対する自由端を原点とした場合の τ_x , P_{sx} , P_{cx} を求めると、引抜力をPとすると

$$\tau_x = \frac{kP \cosh kx}{\phi \cdot \sinh kl} \quad (2.13)$$

$$P_{sx} = \frac{P \sinh kx}{\sinh kl} \quad (2.14)$$

$$P_{cx} = -\frac{P \sinh kx}{\sin \alpha l} \quad (2.15)$$

となる。この理論の最も重要な点は τ_x が S_x に比例するとした(2.10)式にあるが、原著者も述べているとおり、(2.10)式が成立すると云う実験上の裏付けもなく、また比例常数 α の値を如何に決めるかと云う方針も示されていない。この理論によると(2.13), (2.14), (2.15)式に見るように付着応力の分布形または鉄筋応力の分布形は荷重Pが変化しても全く不変であり、その大きさのみが荷重に比例して大きくなると云う実験事実と矛盾する結論を得ることになる。しかし、コンクリートの直応力に対するs

-s 曲線が低応力の範囲では近似的に直線と見做せるように，付着についても S_x の極く小さい範囲では (2.10) 式を満足するであろうし，何よりも，1933 年において付着分布を求める重要性を説き，問題解決の基本方針を示した点にこの福田の理論の偉大さがある。なお後に示すように原著者が計算例で採用している比例常数 α の値が，著者が求めた付着応力-相対滑り曲線の原点近くの勾配に極めて近い値であることは驚くべき洞察と云わねばなるまい。

H. Bufler³²⁾ も全く同じ仮定から付着理論を展開し，引抜試験についてその計算例と光弾性実験結果を比較して 2.25 図を示している。この図からも S_x の小さい範囲ではこの理論でも付着の性状を定性的には説明し得ることを示すと同時に，滑りの大きい材端近くでは全く異質な性状を与えることを示している。このように弾性付着理論には限界があることは判ってはいるが理論の単純化のために今日でも往々応用される場合がある。³³⁾

2.5.2 修正弾性付着理論

弾性付着理論が相対滑りの大きい範囲では実際の付着性状と一致しないので，これを修正した理論が多く発表されている。

Y. Guyon⁴⁾ は変位が小さい限り弾性付着が成立つとし，変位の増大に伴って 2.26 図に示すように付着機構が推移するとしている。すなわち

- (1) 付着応力が τ' に達するまでは，付着応力は滑り S に比例する。(弾性域)
- (2) 付着応力 τ が τ' を越えると S の増加に伴って τ は増加はするがその増加率は緩慢になる。(弾塑性域)
- (3) 付着応力が τ_1' に達すると，滑り S が増大しても付着応力は一定である。(塑性域)
- (4) 滑りが或る限度 S' を越えると付着応力は τ_2' に低下するが，滑り S に拘らず一定である。(摩擦域)

以上の 4 段階に分類しているが，この各々の段階に対して基礎微分方程式を解き，境界条件を合わせるためには， τ' ， τ_1' ， τ_2' ， S' および比例常数 α_1 ， α_2 等の多くの値を実験的に求めなければならず，現実の実験データとしてこれらの値を与える段階までは研究が進んでいない。そこでこの 4 段階を弾性域と塑性域の 2 段階に簡略化することによって，プレテンション部材の定着域における付着機構を説明出来るとしている。

小野・佐治³⁴⁾ は鉄筋の引抜試験を対象として次のように付着機構を説明した。まず，付着応力が或る限界値 τ_c' に達するまでは弾性付着理論が成立するとする。 τ が τ' を超過した瞬間に付着機構は急変し摩擦付着となり任意点 x における付着応力 τ_x はその点の

鉄筋の引張力の関数として次式で与えられる。

$$\tau_x = \tau_f - A \cdot P_{sx} \quad (2.16)$$

ここに τ_f は基準摩擦付着応力度で、理論的には鉄筋の応力が限りなく零に近付いた点における静摩擦抵抗度の極限值であるとする。Aは常数である。2.27図に示すように弾性付着から摩擦付着に移るC点では付着応力は不連続となる。したがって

$$\tau_c' = \tau_c + \tau_e \quad (2.17)$$

となり、 τ_e は粘着がある場合と破壊した場合の差であるとする。この理論を鉄筋の引抜と押抜き試験結果に適用して実験結果の示す性質と良く一致したとしている。この理論の特色は(2.16)式のように摩擦域における付着抵抗をその点の鉄筋応力の関数とした点にあり、横ひずみの影響を考慮していることになって丸鋼の付着機構を説明するには巧妙な着想と思われる。しかし、弾性域の比例常数 α 、弾性限界付着応力 τ_c' 、粘着付着損失 τ_e 、摩擦域における基準付着応力 τ_f 、鉄筋応力依存係数Aなど理論展開において仮定している常数を如何に与えるのか、またこれらの常数を実験的に如何に求めるのかと云う点を不問にしては価値の薄い単なる仮説と云えよう。

2.5.3 肌圧摩擦理論

PCプレテンション部材の定着を対象として、鋼材とコンクリートの境界面における肌圧による摩擦作用を定着の主因とする説がある。J. R. Janney³⁵⁾は σ_{si} で緊張された鋼線が定着域の任意の位置xで σ_{sx} になったときの鋼材とコンクリートの肌圧を弾性理論から次式で与えている。

$$\sigma_r = \frac{(\sigma_{si} - \sigma_{sx}) \mu_s}{1 + (1 + \mu_c) n - \mu_s} \quad (2.18)$$

μ_c, μ_s : コンクリートおよび鋼材のポアソン比

摩擦係数を ν とすると付着応力 τ_x は

$$\tau_x = \nu \cdot \sigma_r \quad (2.19)$$

微小部分dxの力の釣合から

$$\tau_x = \frac{d\sigma_{sx}}{dx} \cdot \frac{r_0}{2} \quad (2.20)$$

ここに r_0 は鋼線の原半径である。(2.18) 式と (2.20) 式より $x=0$ において $\sigma_{sx}=0$ を用いて

$$\log \frac{\sigma_{si} - \sigma_{sx}}{\sigma_{si}} = - \frac{2\nu\mu_s x}{r_0 \{1 + (1 + \mu_c)n - \mu_s\}} \quad (2.21)$$

(2.21) 式を変形すると

$$\sigma_{sx} = \sigma_{si} (1 - e^{-\lambda x}) \quad (2.22)$$

$$\lambda = \frac{2\nu\mu_s}{r_0 \{1 + (1 + \mu_c)n - \mu_s\}} \quad (2.23)$$

(2.22) 式に見られるようにこの理論解も鉄筋応力の分布形は σ_{si} の如何に拘らず一定で、その大きさが σ_{si} に比例すると云う、先の弾性付着理論と同様の結論を与えることになる。この理論はプレテンション部材のように載荷の結果鋼材断面が μ_s の影響で拡大する場合でしかもフシ等のない丸鋼の場合には或る程度付着機構を適確に説明しているが、一般性は少ないように思われる。この種の理論にはこの他、Hoyer,³⁶⁾ Swida³⁷⁾ 等の理論があるが Janney のものと殆んど同様である。

2.5.4 Ratz, Holmjanski, Kolner³⁸⁾ の理論

Ratz等はプレテンション部材の定着長さを求める問題に対して次に述べるような興味ある理論を示した。プレテンション部材にプレストレスを導入するとき、材端における緊張材の応力変化を $(1 + np)$ で除した値 $\Delta\sigma_0$ と材端における鋼材とコンクリートの相対変位 S_0 の関係は次のような曲線形とよく一致する。

$$S_0 = A (e^{(\Delta\sigma_0 - \delta)/K} - 1) \quad (2.24)$$

ここに A, K は実験から与えられる常数で、 δ は相対変位が生じ始めるときの $\Delta\sigma_0$ の値で一般に $0 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$ の値である。(2.24) 式の関係は定着域内の任意の点の鋼材応力の変化 $\Delta\sigma_{sx}$ と相対滑り S_x の間にも成立するとすると、

$$S_x = A (e^{(\Delta\sigma_{sx} - \delta)/K} - 1) \quad (2.25)$$

$$\text{ここに } \Delta \sigma_{sx} = \frac{\sigma_{si}}{1+np} - \sigma_{sx} \quad (2.26)$$

σ_{si} は初緊張応力を示し、 $\sigma_{si}/1+np$ は定着が完了した部分における有効緊張応力となる。 x における微小部分 dx における変形条件から

$$\frac{dS_x}{dx} = -\frac{1}{E_s} [\sigma_{si} - (1+np) \sigma_{sx}] \quad (2.27)$$

(2.25)，(2.26) 式を (2.27) 式に代入して

$$L_i \left[e^{\frac{\delta}{K}} \left(\frac{A+S_x}{A} \right) \right] = L_i \left[e^{\frac{\delta}{K}} \left(\frac{A+S_0}{A} \right) \right] - \gamma \cdot x \quad (2.28)$$

$$\text{ここに } L_i(t) = \int_0^t \frac{dt}{\log t} \quad (2.29)$$

$$\gamma = \frac{(1+np) K e^{\delta/K}}{A E_s} \quad (2.30)$$

鋼材の応力で表わすと

$$L_i \left[e^{\Delta \sigma_{sx}/K} \right] = L_i \left[e^{\Delta \sigma_{s0}/K} \right] - \gamma \cdot x \quad (2.31)$$

(2.31) 式が鋼材応力の材軸に沿う分布を表わす式である。付着応力の分布は

$$\tau_x = \frac{D}{4} \frac{d\sigma_{sx}}{dx} = \frac{D}{4} \frac{K}{A} \cdot \frac{(1+np)}{E_s} e^{\delta/K} \cdot \frac{\Delta \sigma_{sx}}{e^{\Delta \sigma_{sx}/K}} \quad (2.32)$$

となり (2.32) 式は $K = \Delta \sigma_{sx}$ において最大値 τ_{max} を持ち

$$\tau_{max} = \frac{D}{4} \frac{K^2}{A} \cdot \frac{(1+np)}{E_s \cdot e} e^{\delta/K} \quad (2.33)$$

で与えられる。従って定着完了から $\Delta \sigma_{sx} = K$ の点までは付着応力は滑りの増大に伴って増加し、その点から材端までは機械的な付着は破壊され、摩擦付着によっていて付着応

力の大きさは滑りが増大するに拘らず減少して行く。

(2.28), (2.31) 式を解くには (2.29) 式で定義される Integral Logarithm の値が必要であるが, これはあらかじめ計算して作図してある。

著者はこの理論を用いて7本よりPCストランドの伝達長さ求め実験結果と比較したが, それによると本理論は付着抵抗が初期の弾性から序々に弾塑性, 塑性へと推移して行う状態を一貫した関数形で表現出来, 実験結果と極めてよい一致を得た。³⁹⁾

しかし, このまゝの理論ではプレテンション部材の定着域問題にしか適用出来ない理論である。何故なら (2.24) 式は鉄筋の一方の端部での応力と滑りの境界条件が他端での載荷状態が如何に変わっても常に或る一定条件を満足する場合にのみ定義出来る関数である。プレテンション材の定着問題では導入端より充分離れた位置で鋼の応力は有効プレストレスとなり, コンクリートと鋼の相対滑りはなくなり平面保持を完全に満たす。すなわち

$$\left. \begin{aligned} x \rightarrow \infty \text{において} \quad \sigma_{sx} &= \sigma_{si} / (1 + n p) \\ S_x &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.34)$$

となる。もし (2.34) 式のような境界条件が存在しないならば (2.24) 式は全く成立たない。例えば普通の引抜試験を想定しよう。載荷端での鉄筋応力と滑りの関係を (2.24) 式の形において係数 A , δ , K 等を決めたとしても, その係数はもはや自由端の $\sigma_s - S$ 曲線には通用しない。自由端では滑りの如何に拘らず σ_s は常に 0 である。また載荷端での $\sigma_s - S$ 曲線は埋込み長さが変れば当然異なった曲線を与えるので, 普遍性をもつ A , δ , K の値を決定出来ない。

2.5.5 G. Rehm の理論⁵⁾

G. Rehm は 2.28 図のような極めて短い付着長さを持った引抜試験を行い, この短い区間, 例えば異形鉄筋ではふしの 1 ピッチは付着機構の最小のユニットであって, ここで求められた付着応力と滑りの関係は埋込み長さとか, コンクリート中に埋込まれた鉄筋の位置には無関係に定義出来る付着の基本則であるとしている。そして付着応力と滑りの関係は一般に次の形で統一表示出来るとしている。

$$\frac{\tau}{\sigma_{cb}} = C_1 S^\alpha \pm C_2 S \quad (2.35)$$

こゝに C_1, C_2, α は実験曲線から求められる常数であり, $\alpha \leq 1$ である。(2.35) 式を用いれば (2.9) 式から問題を解決することが出来る。

2.28図に示された実験は高度の技術を要する実験であり, このような付着状態が長く埋込まれば鉄筋の微小部分における付着状態を定性的にも定量的にも表現しているものであるか否かの点に問題があろうが, 付着基礎式 (2.9) 式を解くために必要な $\tau-S$ 関係を直接実験によって求めようとした着想が注目される。(2.35) 式の形は滑りの比較的小さい範囲での付着性質をうまく表現しているが, 滑りが大きくなっても付着応力は増大し続ける点に問題があるように思われる。これは 2.28図に示される試験法での特有の傾向であって一般的には, 特に鉄筋の直角方向の拘束が微小な長手方向ひびわれ等で次第に低下して行くような場合には適合しないように思われる。また, (2.35) 式のように付着応力をコンクリート圧縮強度で除した無次元化した形で C_1, C_2, α 等の係数が決め得るとした点にも問題が残ろう。この研究の貢献はむしろ, 2.28図の実験によって, デフォーメーションの形状が $\tau-S$ 曲線に如何なる影響を与えるかと点について広範囲な精巧な実験結果を提示している点にある。

2.6 著者の付着理論の骨子

2.2で述べたように鉄筋の付着機構は複雑で, この現象を理論的に取扱うには大胆な単純化, 理想化が必要であるのは云うまでもない。そのためには 2.3で述べた幾多の要因を全部理論体系の内に包含するのは無理があり, 問題を限定し, その範囲内では問題の本質を失わないような理論であるべきである。

鉄筋コンクリートの力学ではその理論展開の基礎となっているのがコンクリートの直応力-ひずみ曲線である。この $\sigma-s$ 曲線の形状その他の性質は理論上仮定されるべきものではなく, 実験で得られた曲線を物性としてそのまま用いるか, または実験曲線に基づいて理論的取扱いに便利な形に改めたものを用いるべきである。付着理論の出発点となるものは, 或る点における付着応力 τ と鉄筋とコンクリート間の相対変位 S の間の関係であると考え。従ってこの $\tau-S$ 曲線は鉄筋とコンクリート間に正常な付着が作用している状態の下で実験的に求められなければならない。粘着, かみ合い, 摩擦等の付着機構の推移は 2.29図のように $\tau-S$ 曲線の形状で連続的に表現される。コンクリート強度, 鉄筋の埋め込み位置などの要因はこの $\tau-S$ 曲線の形状, 寸法に影響を与える。 $\tau-S$ 曲線を基礎にして 2.4で述べた付着基礎式を解けば任意の境界条件の下での付着応力状態を求める

ことが出来る。したがって、コンクリート応力状態の付着に及ぼす影響や埋込み長さが付着に与える影響などは理論検討の結果として与えられる。本理論ではコンクリート横ひずみの拘束の程度を定量的に規制出来ない。コンクリートが割れ裂けた状態は対象とせず、充分マッシブなコンクリート中に鉄筋を埋め込んだ場合に問題を一応限定すると考えてよい。

したがって本理論は福田の理論、Rehm の理論と同じ基盤にたつものであるが、その差異は次の2点にある。

(i) 次章で述べるように付着応力-滑り曲線が他の理論に見られるように、全くの仮定によるものとか、特殊な条件下の実験結果によるものではなく、コンクリート中に長い鉄筋を埋め込んだ実際の付着応力状態の下での実験結果によっている。

(ii) 理論検討をそのまま呈示するのではなく、必ず実験的検討結果と対比して、理論の妥当性、欠かんと指摘している。

また、Ratzその他の理論は本理論の特殊なケースとしてその中に包含される。すなわち、いま付着応力-相対すべり曲線を

$$\tau_x = f(S_x) \quad (2.36)$$

とすれば (2.9) 式より

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = \frac{1+np}{E_s A_s} \phi \cdot f(S_x) \quad (2.37)$$

(2.37) を積分して

$$-\frac{dS_x}{dx} = \sqrt{\frac{(1+np)}{E_s A_s} \phi \int f(S_x) dS_x} + C \quad (2.38)$$

但しCは積分常数である。(2.26) (2.27) 式より

$$\frac{(1+np)}{E_s} \Delta \sigma_{sx} = \sqrt{\frac{(1+np)}{E_s A_s} \phi \int f(S_x) dS_x} + C \quad (2.39)$$

$x \rightarrow \infty$ において $\Delta \sigma_{sx} = 0$, $S_x = 0$ より

$$C = -\frac{(1+np)}{E_s A_s} \phi \cdot F(0) \quad (2.40)$$

但し $F(S_x) = \int f(S_x) dS_x$ とする。(2.39), (2.40) 式より, プレテンション部材の定着域では $\Delta\sigma_{sx}$ は S_x のみの関数として, したがって $\Delta\sigma_{s0}$ は S_0 のみの関数として定義出来ることになり, 本理論は Ratz 等の理論をその 1 ケースとして含むより一般的な表示であることが判る。

こゝに本理論の骨子を要約すれば,

(i) 鉄筋コンクリート (またはプレストレスコンクリート) 部材の鋼材の或る位置に生じている付着応力は, その位置における鋼とコンクリートの相対変位のみの関数として表わすことが出来る。そしてその関数関係は実験的に求められるべき付着の基本性質である。その関係を次式で表わす。

$$\tau_x = f(S_x) \quad (2.36)$$

(2.36) 式は鉄筋種類, コンクリートの品質, コンクリート中の鉄筋の位置等の影響をうける。

(ii) 上で求めた (2.36) 式の関係を次に示す付着の基礎微分方程式に用いて, 種々の応力状態の下での滑り分布, したがって付着応力分布を求める。

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = \frac{(1 + n p)}{E_s A_s} \cdot \psi \cdot \tau_x \quad (2.9)$$

(iii) 本理論は鉄筋の横方向の割裂き作用によるコンクリートのたてひきわれなどによって, (2.36) 式の関係を求めた時と鉄筋の横方向拘束が激変する場合には適用出来ない。したがって, マッシュなコンクリート中に鉄筋を埋め込んだ場合, 横方向の補強を充分行った場合, 割り裂き作用が著るしくない場合に有効である。

2.7 本章の総括

本章の内容を要約すると次の通りである。

(i) 鋼とコンクリート間の付着機構は複雑で種々の機構が重複して存在しているが, 丸鋼では摩擦抵抗による付着, 異形鉄筋またはそれに類するものでは機械的かみ合い作用が支配的で, 横方向への割り裂き力が著るしい。

(ii) 付着に影響を与える要因は極めて多く, これらの要因の影響は逐一実験的に求められているが, それらの影響の現れ方を再整理する必要がある。

(iii) コンクリート中に埋め込まれた鉄筋の微小長さ dx について次の基礎方程式が必ず成立している。

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = k^2 \tau_x$$

ここに τ_x , S_x はそれぞれ x 位置における付着応力, 鉄筋とコンクリートの相対変位を表わし, k は断面の性質と材料の性質によって決まる常数である。

(iv) 任意の応力状態の下での付着応力の分布を求める理論は多く発表されているが, それぞれその欠かんが指摘される。

(v) τ_x と S_x の関係を実験的に正しく求め, 付着の基礎微分方程式に用いることによって, 付着理論は確立される。

[才 2 章参考文献]

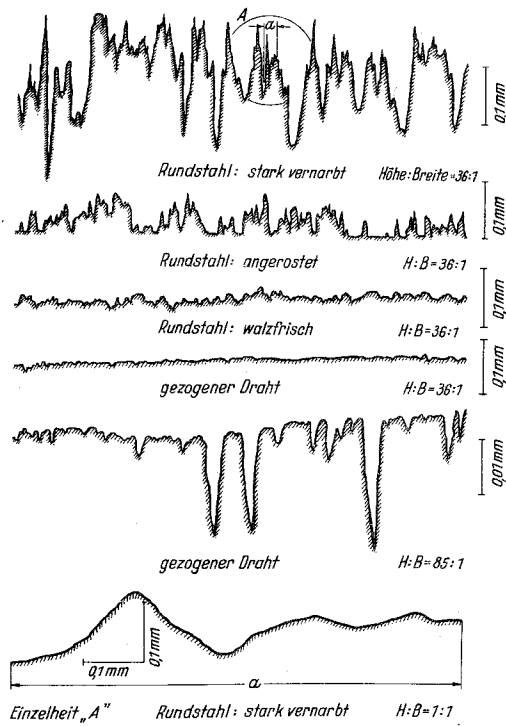
- 1) Plowmann, J.M.; "Bond Between Concrete and Steel." Structural Concrete, Vol. 1, No. 9, May/Jun. 1963
- 2) Mylrea, D.A.; "Bond and Anchorage" J. of ACI, Vol. 19, No. 9, Mar. 1948
- 3) Leonhardt, F.; "On the Need to Consider the Influence of Lateral Stresses on Bond" RILEM Symposium On Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm 1957, Vol. I
- 4) Guyon, Y.; Prestressed Concrete, John Wiley and Sons. 1953, pp. 188
- 5) Rehm, G.; "Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton" Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 138, 1961.
- 6) 水野高明, 渡辺明; "丸鋼, 異形鉄筋および異形ねじり鉄筋の付着に関する研究" 土木学会論文集 才 93号 昭和38年5月
- 7) 六車熙, 森田司郎, 富田幸次郎; "鋼とコンクリートとの付着についての基礎的研

究(I. 付着応力分布について - その1 -) ” 日本建築学論文報告集 才131号
昭和42年1月

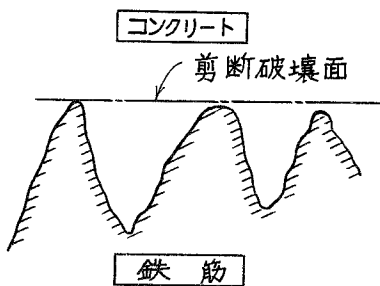
- 8) Ferguson, P.M.; Reinforced Concrete Fundamentals, 2nd Edit., Wiley, pp. 149.
- 9) 後藤幸正; "Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars." For Presentation at US Japan Joint Seminar on Research in Basic Properties of Various Concrete. Tokyo, Jan. 1968
- 10) Granholm, H.; "General Report on Subject VIII; Recommendations for testing bond and crack formation." RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, Vol. II pp. 229
- 11) ACI Committee 408; "Bond Stress - The State of the Art" J. of ACI. Vol. 63, No. 11, Nov. 1966
- 12) Ferguson, P.M. & Thompson, J.N.; "Development Length of High Strength Reinforcing Bars in Bond." J. of ACI. V. 59 No. 7. Jul. 1962.
- 13) Ferguson, P.M. & Thompson, J.N.; "Lapped Splices for High Strength Reinforcing Bars." J. of ACI. V. 62. No. 9 Sep. 1965.
- 14) Dutch Committee ; "An Investigation of the Bond of Deformed Steel Bars with Concrete." A translation of C.U.R. Report 23, Cement and Concrete Association Library. Cj 112. (Apr. 1964)
- 15) 六車照, 森田司郎; "引張法による付着試験" 日本建築学会論文集 号外
昭和40年9月
- 16) 日本建築学会; 鉄筋コンクリート計算規準・同解説 昭和37年
- 17) ACI Standards 1966; Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)

- 18) 六車熙, 森田司郎, 角徹三; "異形鉄筋によるひびわれの分散について" 土木学会 コンクリート・ライブラリー オ14号 昭和40年12月
- 19) Hognestad, E; "High Strength Bars as Concrete Reinforcement. Part2. Control of Flexural Cracking." J. of PCA Research and Development Laboratories, Jan. 1962.
- 20) Mulin, N.M. et Astrova, T. I.; "Etude de l'Influence de la Composition du Béton sur l'Adhérence Acier-Béton." CEB Bulletin d'Information No. 48. Avr. 1965
- 21) Welch, G.B. & Patten, B. J. F.; "Bond Strength of Reinforcement Affected by Concrete Sedimentation." J. of ACI, Vol. 62 No. 2 Feb. 1965
- 22) 加藤六美; "鉄筋の付着ならびに定着に対する2, 3の注意" 日本建築学会研究報告 オ22号 昭和28年5月
- 23) 武藤清, 小倉引一郎, 黒正清治; "実大の柱および壁に定着された異形鉄筋の定着に関する実験的研究" 日本建築学会論文報告集 オ69号 昭和36年10月
- 24) 六車熙, 森田司郎; "鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究, (Ⅱ引抜試験について)" 日本建築学会論文報告集 オ139号 昭和42年9月
- 25) Untrauer, R.E. & Henry, R.L.; "Influence of Normal Pressure on Bond Strength." J. of ACI Vol. 62. No. 5 May 1965
- 26) Ferguson, P.M & Thompson, J.N.; "Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars." J. of ACI Vol. 62. No. 1 Jan. 1965.
- 27) 小倉引一郎, 亀田登与三郎; "引張形式による異形鉄筋の重ね継手強度試験" 日本建築学会論文報告集 オ103号 昭和39年10月
- 28) Untrauer, R.E.; Discussion of "Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars." by P.M. Ferguson & J.N. Thompson. J. of ACI. Vol. 62. No. 9 Sep. 1965

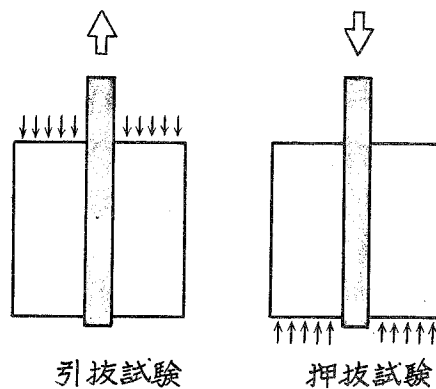
- 29) 六車熙, 森田司郎, 富田幸次郎; "引拔型付着試験法における2, 3の問題について" 日本建築学会論文報告集 号外 昭和41年10月
- 30) "Erläuterungen zur Verwendung von Rippen-Torstahl" 2nd Edit. Nov. 1961, Isteg-Stahl-Gesellschaft, Köln
- 31) 福田武雄; "軸方向力を受くる鉄筋コンクリート部材における応力の分布に関する二, 三の理論的問題について" 土木学会誌 才19巻 昭和8年3月
- 32) Bufler, H.; "Ein Neuer Ansatz zur Berechnung der Draht und Haftspannungen in Stahlbeton." Bauingenieur 33 Jr., H. 10, Oct. 1958.
- 33) Losberg, A.; "Anchorage of Beam Reinforcement Shortened According to the Moment Distribution Curve." Final report of the Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Rio. 1966.
- 34) 小野薫, 佐治泰次; "付着強度に関する研究 (其の2) - 引拔試験における破壊機構" 日本建築学会研究報告 才22号 昭和28年5月
- 35) Janney, J.R.; "Nature of Bond in Pretensioned Prestressed Concrete," J. of ACI, Vol. 25, No. 11, May 1954
- 36) Hoyer, E. u. Friedrich; "Beitrag zur Frage der Haftspannung in Eisenbetonbauteilen." Beton und Eisen, 38 Jr., H. 6, Jun 1939
- 37) Swida, W.; "über die Innere Anpressung bei Vorspannung mit Verbund und bei Stahlsaitenbeton." Bauingenieur H. 2 Feb. 1956
- 38) Ratz, E.H.; Holmzanski, M.M. & Kolner V.M.; "The Stransmisson of Prestress to Concrete by Bond." Proc of 3rd Congress of FIP, 1958, Berlin.
- 39) 坂静雄, 六車熙, 森田司郎; "ストランド定着時の付着効果に関する実験的研究" 材料試験, 才8巻, 才19号 昭34年6月



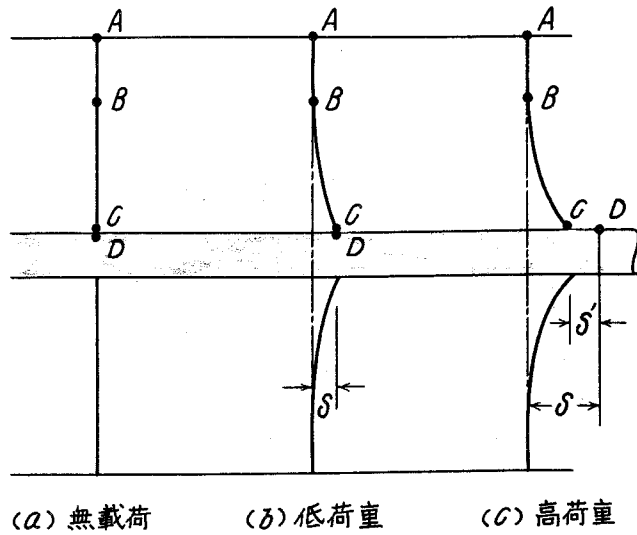
2・1 図 鉄筋表面の粗さ (Rehmによる)⁵⁾



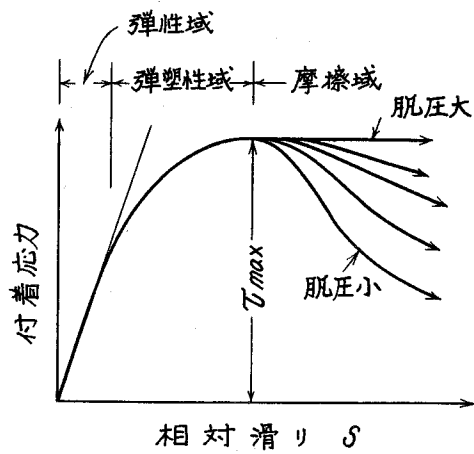
2・2 図 コンクリートの剪断破壊面



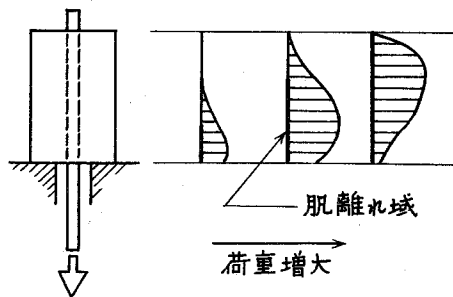
2・3 図 引抜試験と押抜試験



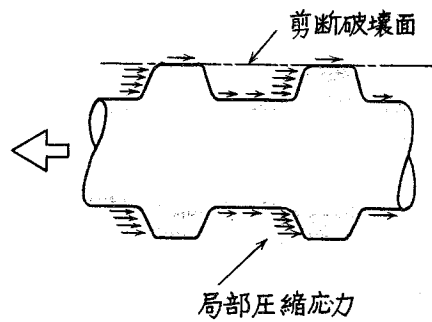
2・4 図 相対滑りの定義



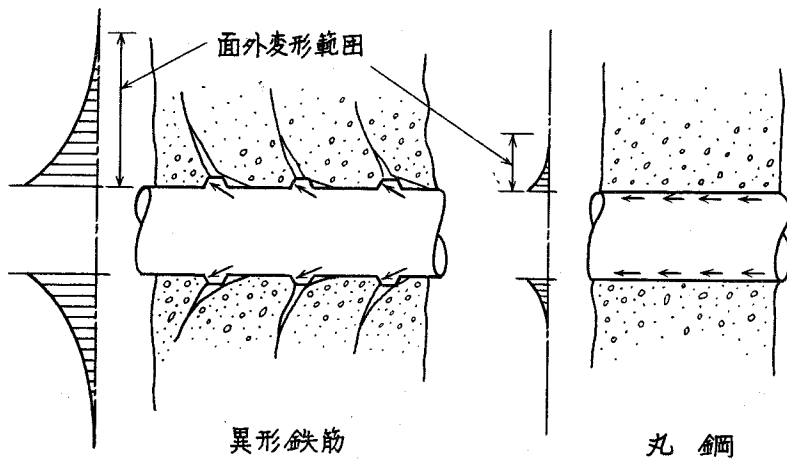
2・5 図 付着応力度と相対滑りの関係



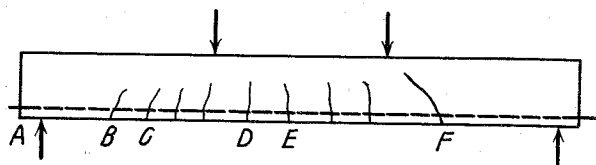
2・6 図 引抜試験における付着応力の分布 (Fergusonによる)⁸⁾



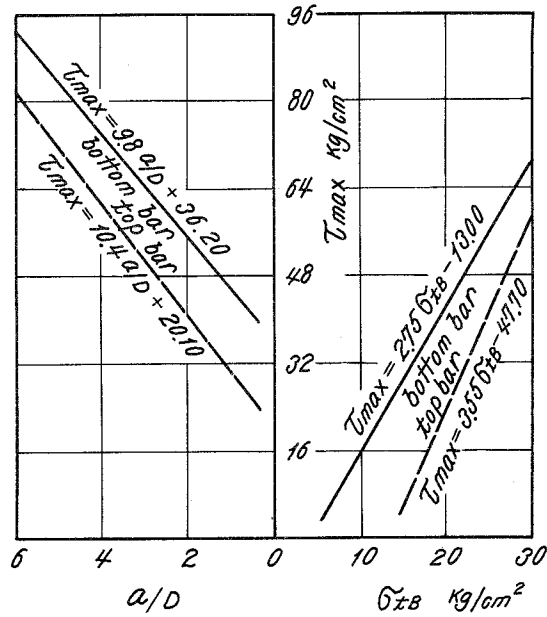
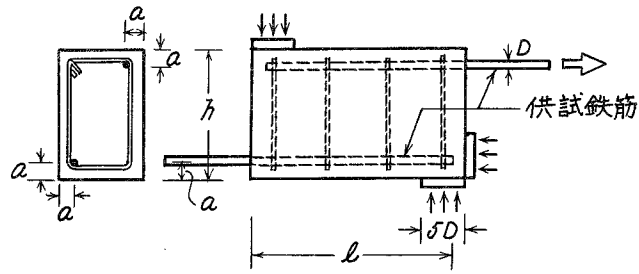
2・7図 異形鉄筋の付着機構



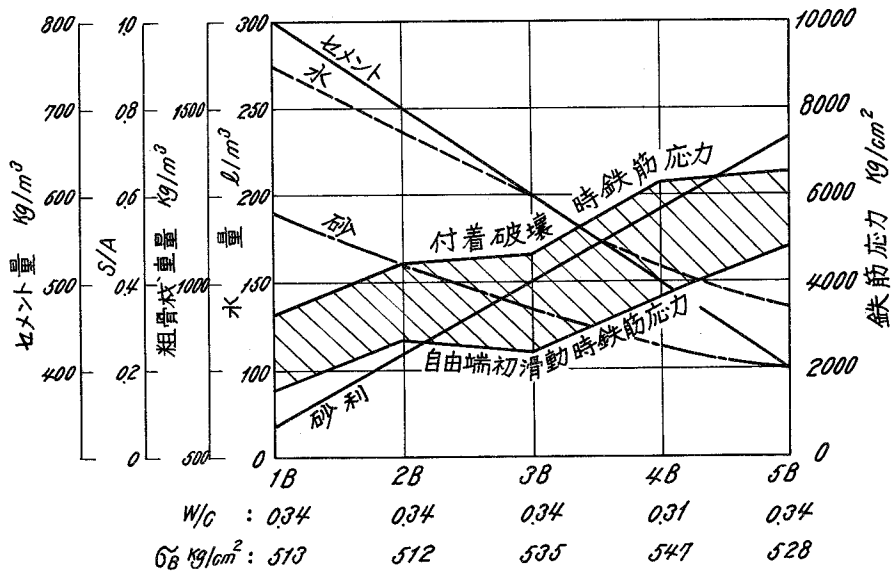
2・8図 異形鉄筋と丸鋼の付着応力性状の相違



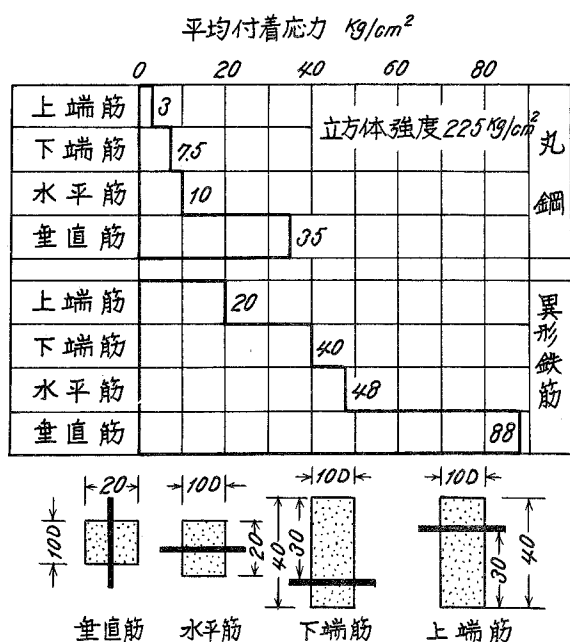
2・9図 鉄筋コンクリート梁のひびわれと応力状態



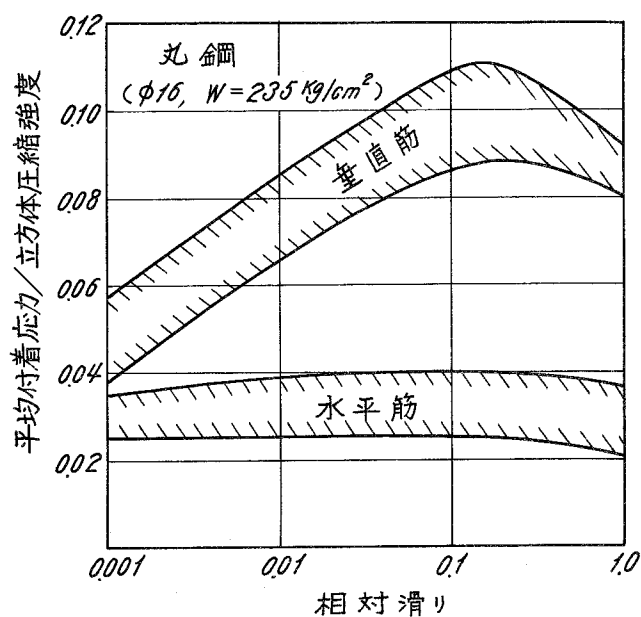
2・10 図 付着強度におよぼすかぶり厚さとコンクリート強度の影響 (CUR Report による)¹⁴⁾



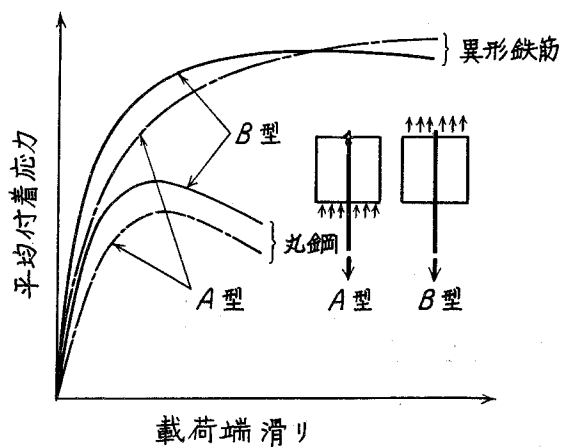
2・11 図 付着強度におよぼすコンクリートの配合の影響 (Mulin, Astrova による)²⁰⁾



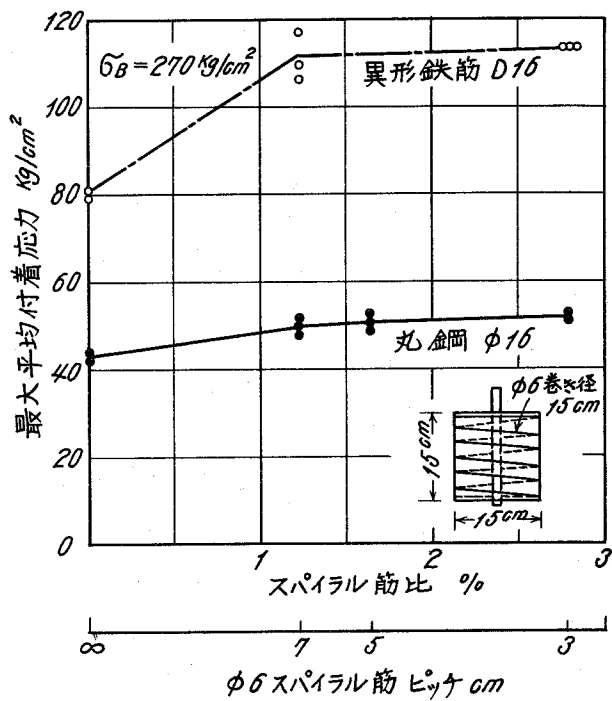
2・12 図 付着強度におよぼす鉄筋位置の影響 (Hajnal-Kónyi による)³⁰⁾



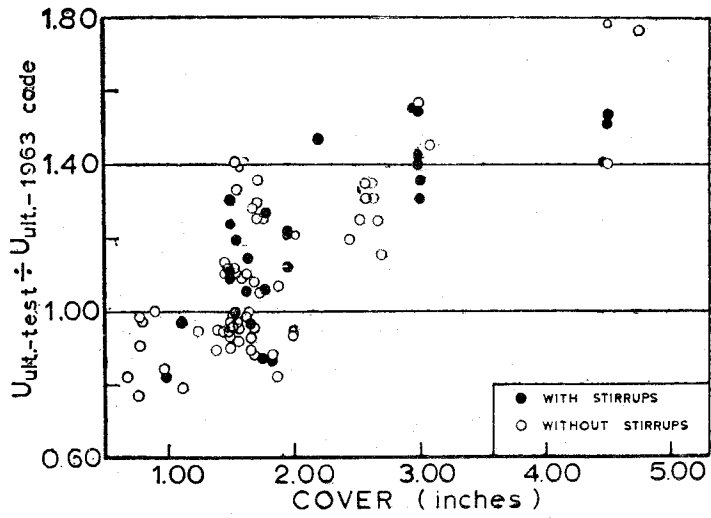
2・13 図 付着強度におよぼす鉄筋位置の影響 (Rehm による)⁵⁾



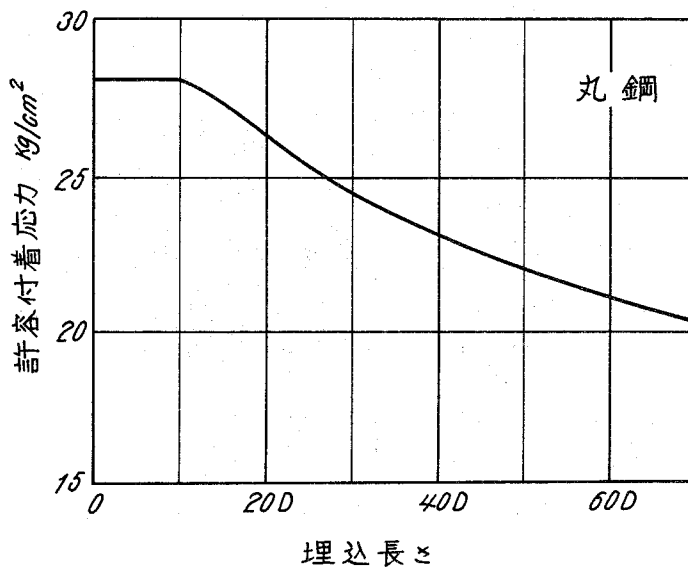
2・14図 付着強度におよぼすコンクリート応力の影響



2・16図 付着強度におよぼす横補強筋の影響 (富田による)²⁹⁾



2・17図 付着強度におよぼすかぶり厚さの影響 (Untrauerによる)²⁵⁾



2・18図 付着強度におよぼす埋込み長さの影響 (Myleaによる)²⁾

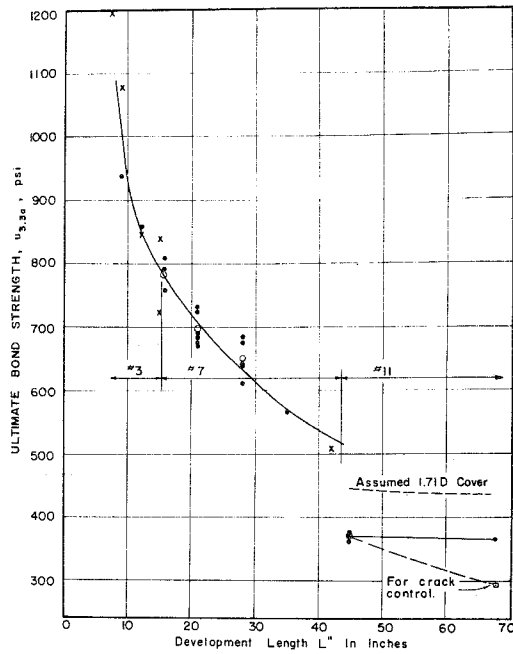
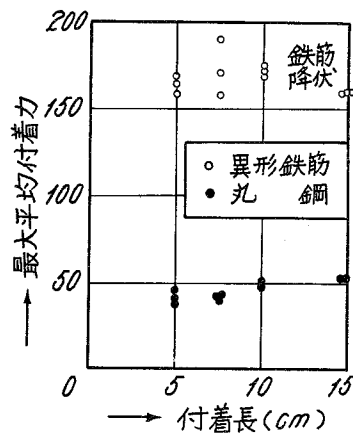
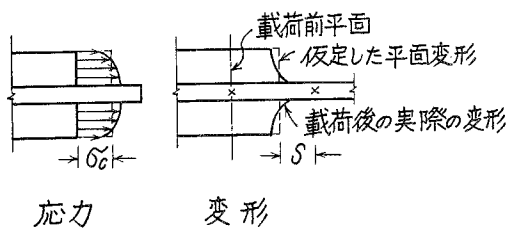


Fig. 16—Ultimate bond strength for $b = 13$ in., $f'_c = 3300$ psi, 1.5 in. cover

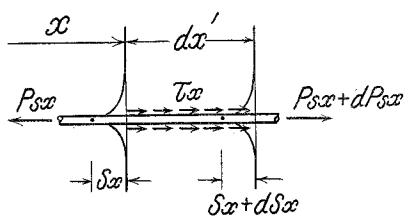
2・19 図 付着強度におよぼす埋込み長さの影響 (Fergusonによる)¹²⁾



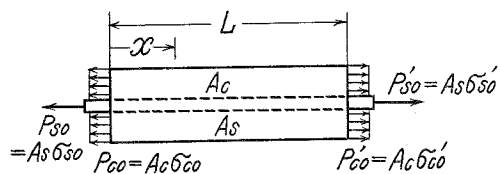
2・20 図 付着強度におよぼす埋込み長さの影響



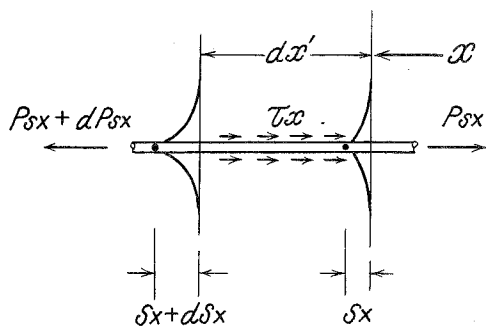
2・21 図 付着理論の基本仮定



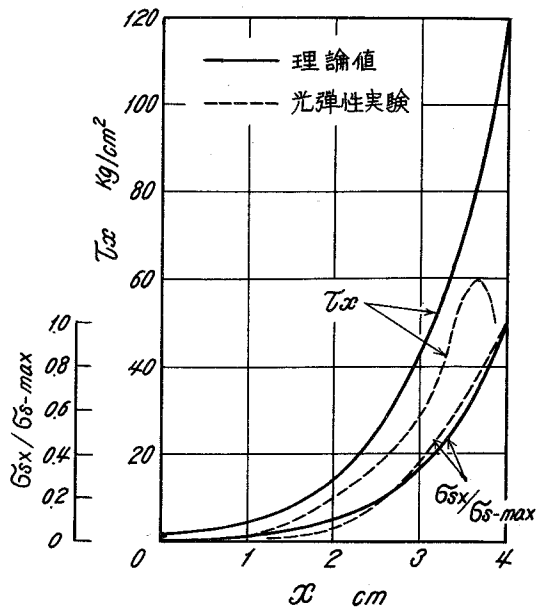
2・22 図 微小部分の付着応力状態 (1)



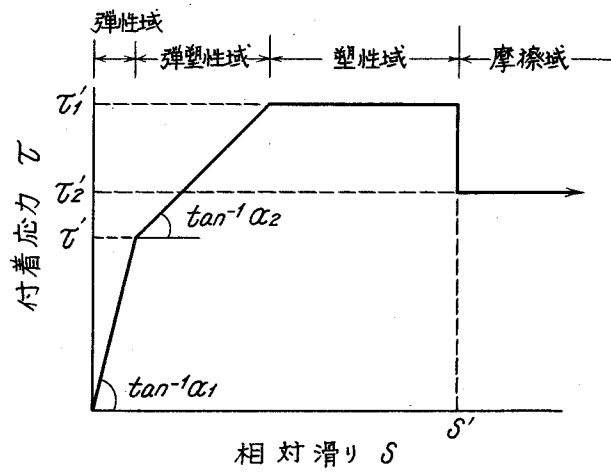
2・23 図 付着理論における境界条件



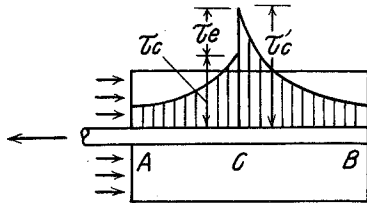
2・24 図 微小部分の付着応力状態 (2)



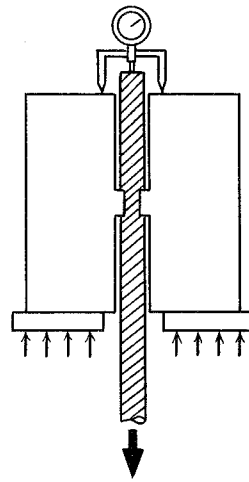
2・25 図 付着応力の材端部における乱れ (Buflerによる)³²⁾



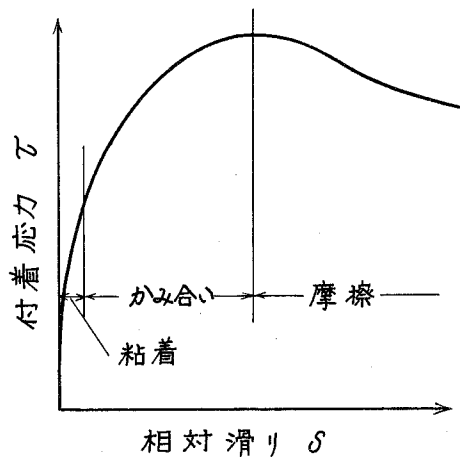
2・26 図 付着応力—相対滑り関係の性質 (Gyonによる)⁴⁾



2・27 図 修正弾性付着理論（小野・佐治による）³⁴⁾



2・28 図 Rehmの付着実験⁵⁾



2・29 図 付着応力—相対滑り関係の性質

第3章 付着応力度－滑り曲線

3.1 概説

前章では著者の付着問題に対する基本的な考え方について述べたが、その理論展開の根源となるのが、或る位置における鉄筋とコンクリートの間の付着応力と両者の相対滑りとの関係 (2.36) 式であることが判る。本章ではこの関係について記述する。

従来の多くの付着についての研究の中には、 τ -S 曲線そのものを求めることを直接の研究目的としたものは極めて少い。この関係を求めることを目的とし、多くの実験データを提示している唯一の研究は G. Rehm の研究^{3) 4)}である。また、付着応力分布を実験的に求めた研究では、この τ -S 関係はその結果として当然得られるのであるが、それに焦点を当てないで済まされているものが多い。本章ではまずこれらの従来の研究から τ -S 曲線について得られている結果を整理して問題点を指摘する。

実験的に τ -S 関係を適確に求めることは極めて困難を伴うものであるが、著者は従来の研究の欠点を補って、実験的にも問題の少ない独自の τ -S 関係を求めるための実験法を考案した。本章ではこの実験法の特色について述べ、更にこの方法を用いて得られた τ -S 曲線の特性について記述する。

3.2 τ -S 曲線についての従来の研究

3.2.1 D. Watstein 等の研究¹⁾

付着応力のような面内応力を実験的に測定するためには、直接測定が出来ないから直応力の測定から換算すると云う間接的な方法によらざるを得ない。すなわち

$$\phi \cdot \tau_x = \frac{d P_{sx}}{dx} \doteq E_s A_s \frac{\Delta \epsilon_{sx}}{\Delta x} \quad (3.1)$$

として比較的短い区間 Δx 間における鉄筋のひずみ測定値の差 $\Delta \epsilon_{sx}$ を求め、その結果から (3.1) 式を用いて τ_x を算定すると云う方法である。

一方、ある位置における滑り S_x は、ある基準点 x_0 の滑りとその点から今考えている

点までの鉄筋歪分布が判れば次式で計算される。

$$S_x = \int_{x_0}^x \varepsilon_{sx} dx + S_{x_0} - \int_{x_0}^x \varepsilon_{cx} dx \quad (3.2)$$

D. Watsteinは $\phi 15 \times 20$ cmまたは $\phi 15 \times 30$ cm のシリンダーの軸心に公称径 19 mmの丸鋼または異形鉄筋を埋め込んだ供試体から鉄筋の引拔を行い、埋込み部の4等分点間の鉄筋の伸びを測定することによって鉄筋の引張力分布を求めた。その結果から各測定点における付着応力と相対滑りの関係を求めたものの中で異形鉄筋の場合の一例を3.1図に示す。¹⁾ 3.1図によると τ -S曲線はSの増大に伴ってその勾配が序々に小さくなって行く弾塑性型の曲線を示し前章で述べた付着機構を裏付けるような形状を示している。しかし、この3.1図でも判るように、 τ -S曲線は鉄筋の位置によって異なり、載荷端に近いほど同一のSに対する τ の値が大きくなる傾向にあると解釈される。もしそうであれば前章2.6で述べた著者の付着理論は成立しなくなり、問題は極めて複雑となる。Watstein の報告中の他の τ -S曲線についてのデーターを調べると、載荷端における τ -S曲線のみが他の位置のそれと大きく異なり、他は位置と曲線の間に規則的な関係が見られないものも多く、必ずしも鉄筋位置と関係があるとは結論出来ないようである。著者はこのように載荷端のみ極度に異なった τ -S曲線を示したのは、Watstein の実験で反力板の穴の径が25 mmであり鉄筋径19 mmに比べて小さ過ぎるのが一因と思う。

Guyonはその著書において、Bichara の両引試験の結果から τ -S曲線を求めている。²⁾ 3.2図に示すように断面20 cm×20 cm、長さ140 cm のコンクリートブリズムの軸心に外径34 mm、内径28 mmの中空チューブを埋め込み、両端から引張って各荷重階の鉄筋ひずみをチューブの内面に貼布した歪計で読みとる。歪計のとり付け間隔は約10 cmであるので鉄筋応力の分布形は比較的精しく求められる。その結果から、各測定点における τ -S関係をプロットすると3.2図のようになる。図中に記入した数字はブリズム中央からの距離(単位 cm)であって、両端に近いほど同一Sに対する τ の値が小さいと云う結果を示している。曲線の形状としては滑りの小さいときの弾性的性状から次才に塑性滑りを増して行く点で3.1図と同様である。この実験の鋼材はチューブであって表面にデフォーメーションがないので丸鋼と同等と考えてよい。丸鋼の場合はポアソン比の影響で鉄筋引張力の大きいほど、すなわち両端に近いほど同じSに対応する τ の値

が低下することを示しているものと解釈される。

3.2.2 G. Rehmの研究³⁾⁴⁾

2.5.5で述べたようにG. Rehmは2.29図に示すような、極めて短い(異形鉄筋のふしの1ピッチ)付着長さを持った引抜試験を行ってその付着長さの範囲では付着応力が等分布するとして τ -S曲線が一般に次式で表わされることを示した。

$$\frac{\tau}{\sigma_{CB}} = C_1 \cdot S^\alpha \pm C_2 \cdot S \quad (3.3)$$

最も典型的なものとして異形鉄筋では

$$\tau = \sigma_{CB} \cdot C_1 \cdot \sqrt{S} \quad (3.4)$$

丸鋼では $\alpha=0$ とし

$$\tau = C_1 \sigma_{CB} \quad (3.5)$$

と云う形に整理している。これは異形鉄筋では非線型 τ -S関係を示し、Sの増大に伴って τ は塑性性質を増しつゝ単調増加すること、丸鋼の場合にはSが増大しても τ は殆んど変化しないで一様の τ を与えることを意味している。実験技術的な見地から見て、長く埋め込まれた鉄筋の一部をこの実験で忠実に再現出来ているかどうかと云う疑問、付着強度はコンクリートの圧縮強度に比例するとした仮定に対する疑問はあるが、 τ -S曲線を(3.3)式の形に統一的に表示しようとした着想は優れたものである。しかしこの研究では τ -S曲線が埋め込まれた鉄筋の位置xに依存しないこと、云い換えれば、その点における鉄筋の存在応力 P_{sx} などの他の要因に独立に τ -S曲線が定義出来ることを裏付けていない点で基本的な不備があろう。また(3.3)式の型のみで滑りの大きい範囲までの τ -S曲線を代表するのは無理であって、Rehm自身も述べているように例えば滑りの小さい範囲では(3.4)式の型、更に滑りが進めば(3.5)式の型と云うように、同一鉄筋の τ -S関係でも滑りの段階に応じて異なった式を用いなければ実験曲線を満足しない。

3.2.3 Ratz, Holmjanski, Kolnerの研究⁵⁾

2.5.4で述べたようにRatz等はPCプレテンション材の定着域で滑りと緊張材応力変化量 $\Delta\sigma_{sx}$ との間に(2.25)式の関係があることを実験的に明らかにした。

$$S_x = A (e^{(\Delta\sigma_{sx} - \delta)/K} - 1) \quad (2.25)$$

(2.25) 式を変形して微分すると

$$\frac{\frac{1}{A} \frac{dS_x}{dx}}{\frac{S_x + A}{A}} = \frac{1}{K} \frac{d\triangle\sigma_{sx}}{dx} = -\frac{1}{K} \frac{4}{D} \tau_x \quad (3.6)$$

(2.25), (2.27) 式より dS_x/dx を消去して, τ_x と S_x の関係に改めると
(3.6) 式は

$$\tau_x = \frac{D}{4} \cdot \frac{K}{A} \cdot \frac{(1+np)}{E_s} \cdot \frac{K \log \left(\frac{S_x + A}{A} \right) + \delta}{\frac{S_x + A}{A}} \quad (3.7)$$

となる。(3.7) 式の関係をグラフに示すと 3.3 図のような $\tau-S$ 曲線が得られ, 係数 A , K の変化によって種々の $\tau-S$ 関係を表現出来ることを示していて A は剛性を, K は付着強度を司る。Ratz 等は (2.25) 式の形でしか論じていないが, (2.25) 式の仮定は実は (3.7) 式のような $\tau-S$ 曲線を仮定していることと同じ意味を持つことが判る。そして (2.25) 式の形ではプレテンション材の定着域のような $x \rightarrow \infty$ で $S_x = 0$ と云う条件が満足される特殊な応力状態でしか通用しないのに比べて, (3.7) 式の形をとれば, 如何なる境界条件に対しても適用出来る一般的な表示であることになる。

3.3 $\tau-S$ 曲線を求めるための著者の方法⁹⁾

3.3.1 太く長い鉄筋コンクリート柱体の引張試験による方法

(1) 原理

半無限体状のコンクリートに十分に長い鉄筋を埋め込み, 鉄筋端を引張った状態を想定する。このような状態では付着応力分布の状態に影響を与える要因を限定し, 不確定要素を少く出来る。この限定できる事項は,

- (i) 鉄筋の割裂き作用による破壊が生じないので, それに対する人為的な補強を要しない。
- (ii) コンクリートの鉄筋軸方向の直応力による変形を無視出来る。
- (iii) コンクリート載荷側表面の面外変形を拘束しない。

(Ⅳ) 載荷端から充分離れれば、鉄筋応力は零となり、鉄筋とコンクリート間に相対変形がなく、したがって付着応力も存在しない。

(Ⅴ) プレテンション材の定着域のように鉄筋応力と滑りは1対1対応する。

このような状態に近い状態で試験するために、鉄筋の引張力が全部コンクリートに移動してもコンクリートが引張破断しない程度に大きい断面をもち、供試体の中央近くではすでにSが零になっている有限な範囲が必ず存在するような長いコンクリート柱体の軸心にD19、または $\phi 19$ の鉄筋を埋め込み、鉄筋端を両側から引張る方法を考える。そして鉄筋力の分布が詳しく求められる程度の間隔で鉄筋歪を測定し(3.1)式および(3.2)式によって τ -S曲線を求める。

(2)供試体

3.4図に供試体寸法を示す。コンクリート断面は25 cm×25 cmであり、材長は付着効果の悪い $\phi 19$ 用では330 cm、D19の場合では155 cmである。この材長で両側からの鉄筋引張力を完全にコンクリートに伝達することが出来、中央に滑りの生じない部分が存在することが確認された。鉄筋歪の測定は抵抗線歪計により、その配置および取付方法を3.4図に示している。このような付着の研究において鉄筋歪を測定するためには鉄筋を材軸を含む面で2分して3.5図のように内部に歪計を貼りつける方法が多く採られているが、^{6) 7) 8)} 本研究では鉄筋の表面に貼りつけた。歪計ゲージの取付け間隔は丸鋼では20 cm、異形鉄筋では17.3 cmにしてあるので全表面積に対するゲージ部分の表面積の比はコーティング部分も入れて、丸鋼では1.8%、異形鉄筋では2.1%であって付着を乱す作用は極めて少い。引抜試験のように比較的短い材長(普通15~30 cm程度)に試験区間が限定されるのに比較して、本試験法では鉄筋引張力増大に伴って広い範囲に付着応力が存在するようになるので、ゲージ間隔を広くとっても実験目的を達するのが大きな利点である。従ってこのように鉄筋表面にゲージを貼っても付着阻害は僅少となる。問題はゲージの防水と相対滑りが生じてもゲージを破損しないための対策であって、3.4図に示すような構造を採用して成功した。すなわち、ゲージはフォイルゲージ(新興F608ゲージ長8mm、ベースの大きさ18×8mm、抵抗60 Ω)を用い、接着はポリエステル系接着剤(新興SP-3)を用い、ゲージ防湿のためゲージの上面にも塗った。さらにその上にゴム系コーティング剤(ハマタイト)の薄膜を作り、その表面をコーキングパテで保護する。このパテは相対滑りが生じたときゲージを破損しないための緩衝層である。

使用鉄筋は出来るだけ滑りの大きい範囲まで τ - S 曲線が得られるように、特別に鉄筋の形状にロールしたバネ鋼を用いた。その機械的性質は3.1表に示す。

3.1表 バネ鋼鉄筋の機械的性質

	降 伏 点 応 力 kg/cm ²	引 張 強 度 kg/cm ²	弾 性 係 数
丸 鋼	7,000	11,360	2.11×10^6
異 形 鉄 筋	6,500	11,110	2.00×10^6

歪計ゲージを余り長期にわたってコンクリート中に埋め込むと絶縁抵抗が減少するのを考慮して、コンクリートは若材令で高強度を得るように次のような配合を用いた。セメントは宇部早強セメント、粗骨材は安曇川産最大粒径25mm，F.M. 6.90，細骨材は野州川産で最大粒径5mm，F.M. 3.04のものをを用い，配合比1：1.5：2.3水セメント比37.5%であった。3.2表は試験日材令（5日）におけるコンクリートの品質である。

3.2表 コンクリートの機械的性質（材令5日）

	スランプ cm	圧 縮 強 度 kg/cm ²	引張強度 kg/cm ²	初弾性係数 kg/cm ²
丸 鋼 供 試 体 用	2.2	418	39.2	3.90×10^5
異形鉄筋供試体用	3.0	431	38.6	4.00×10^5

供試体製作に際しては、本供試体は横打ちにならざるを得ないので、ブリージングの影響を除くために鉄筋のレベルで打ち止め、沈降を約20分待った後に残り半部を打設した。この際、鉄筋が自重とコンクリート重量のために撓むのを防ぐために、鉄筋に150kg程度の張力をあらかじめ与えておく。打設後材令2日で脱型し、材令5日の試験時まで実験室内で湿布養生をした。

(3) 載荷方法と測定事項

3.6図に載荷装置を示す。供試体は載荷装置にセットした状態でコンクリートが打設されるので、コンクリート供試体と床面の間には $\phi 19$ mmのローラーが約60cm間隔に入るように配慮されている。500kg 各の荷重階で鉄筋歪の測定、コンクリート端面からの鉄筋の抜け出し量を測定した。荷重は鉄筋の降伏点の直前まで載荷し、次に荷重を除

いて零にもどした後再載荷してコンクリート断面が引張破断するまで載荷した。

鉄筋表面の歪ゲージの読みはコンクリート打設前にこの載荷フレームを用いて鉄筋のみの引張試験を行ってキャリブレーションしてあるので、ゲージの読みからキャリブレーション曲線を用いて±1.5%の誤差の範囲で鉄筋引張力を知ることが出来る。端面からの抜け出し量の測定には、1/100mmダイヤルゲージによる方法とコンパレータを用いる方法を併用して測定値の正確さを確認した。相対滑りの測定値は鉄筋表面から充分離れた、コンクリート側面近くの点からの相対滑りを表わしている。

3.3.2 種々の付着長さの引抜試験による方法

(1)原理

或る付着長さで引抜試験を行い、平均付着応力（または荷重）と載荷端滑りの関係、および平均付着応力（または荷重）と自由端滑りの関係を図示すると3.7図ようになる。すなわち同一付着応力に应じる滑り量は必ず自由端より載荷端の方が大きくなる。付着長さを段々短縮して行くとこの2曲線は次第に接近して行く。そしてもし付着応力が滑りのみの関数として与えられる性質のものであれば、付着長さを極めて短くした場合の2曲線の共通の収れん曲線として求めようとしている τ -S曲線が与えられるはずである。付着長さの極めて短い引抜試験は実験技術的に極めて誤差の介入し易い性質のものであるから、適当な範囲で付着長さを種々に変化させた実験を行いその極限曲線を推定する方がより正しく τ -S曲線を求めることが出来ると考える。3.2.2で述べたRehmの実験はこの極限曲線を直接求めようとするものであり、何らかの誤差を与える要因が介入していてもそれを判別することが出来ない。本方法はその点についてより改善されたものである。付着長さを極めて短くした場合の実験手法上の欠点は後に述べられている。

(2)供試体

供試体形状寸法を3.8図に示す。15cm立方体コンクリートの中心に $\phi 16$ またはD16の鉄筋が通り、付着長さの変化は余分の部分をグリスとビニールチューブでコンクリートと絶縁することによって与えた。3.3表は実験を行った付着長さの種類を示す。割り裂き補強筋はいずれの場合も $\phi 6$ 鉄筋を巻き外径15cmピッチ3cmのスパイラルに加工したものを用了。

3.3表 付着長さの種類と供試体記号

記 号	鉄 筋	付着長さ cm
P 1	丸 鋼	5
P 2		7.5
P 3		10
P 4		15
D 1	異形鉄 筋	5
D 2		7.5
D 3		10
D 4		15

使用した鉄筋の品質は3.4表に示す。異形鉄筋はSD40 (DAICON)であった。コンクリートの品質は3.5表に示してある。宇部普通ポルトランドセメントを用い、粗骨材は安曇川産で最大粒径20mm, 細骨材は野州川産最大粒径5mm F.M. 3.04 のものを用いた。配合は1:2:4, w/c=60%であった。

3.4表 引抜試験用鉄筋の品質

供 試 体	降 伏 点 kg/cm^2	弾 性 係 数 kg/cm^2
P 1~P 4	3,290	2.24×10^6
D 1~D 4	4,520	2.12×10^6

3.5表 引抜試験用コンクリートの品質 (材令28日)

供 試 体	ス ラ ン プ cm	圧 縮 強 度 kg/cm^2	引 張 強 度 kg/cm^2	弾 性 係 数 kg/cm^2
P 1~P 4	15.5	283	30.3	3.08×10^5
D 1~D 4	17.2	301	29.5	2.78×10^5

コンクリートの打設は鉄筋を垂直にして行った。したがってコンクリート打設方向と逆方向に引抜くことになる。コンクリート打設後材令3日で脱型し、以後試験日材令(28日)まで21℃ 水中養生を行った。

(3) 載荷方法と測定事項

載荷時に引抜反力を受けるコンクリート面と耐圧板（厚 25 mm，中心孔の径 60 mm）の間には厚さ約 1 cm のスポンジマットを入れて載荷し，コンクリート面のモルタルキャッピングは省略した。各荷重階で自由端滑りと載荷端滑りを 1/1000 mm ダイアルゲージで測定した。滑り測定装置，支承装置等は ASTM C 234-62 の規定に準ずるものであるので省略する。

3.4 τ -S 実験曲線とその特性

3.4.1 長い柱体の引張試験から得られた τ -S 曲線

長い柱体引張試験の供試体は丸鋼使用のもの（P型）1 個と異形鉄筋使用のもの（D型）2 個であるが τ -S 曲線の実験結果としては，各ゲージ位置について 1 個の結果が得られるので，実験データとしては定着域内にある埋込ゲージの数だけ得られることになる。

3.9 図は丸鋼供試体について求めた鉄筋引張力分布である。同様に 3.10 図には異形鉄筋供試体について得られた結果を示す。鉄筋引張力分布曲線の勾配から求めた付着応力の分布も 3.9 図，3.10 図に示してある。この結果より丸鋼と異形では付着応力分布に次のような特性があることが判る。すなわち，丸鋼の場合には付着応力が極値となる点があり，その点は荷重の増大に伴って深部へと移動するのに対し，異形鉄筋の場合には付着応力の最大値を与えるのは載荷側端部である。3.9 図，3.10 図より歪ゲージ貼付け位置における τ -S 曲線を求めたのが 3.11 図，3.12 図である。まず丸鋼の場合の 3.11 図について検討すると，滑りが小さい範囲では τ -S 関係は直線的であり，どの位置においても同じ τ -S 曲線を与えるが， $S = 20 \sim 30 \times 10^{-3}$ mm 程度に達すると，材端に近い測点から順次に τ が急激に低下し， τ -S 関係は明らかに鉄筋位置の影響を受ける。すなわち， τ は S のみの関数ではなく，3.13 図のように同一の S に対して，その位置での鉄筋応力が大きいほど小さい τ を与えることを示す。これは丸鋼の付着は横ひずみの影響を顕著に受けることを示していて，3.2 図に示した Bichara の実験結果と全く同じ性質を示している。

一方，異形鉄筋についての τ -S 曲線は 3.12 図で示されている。供試体Ⅱの片方の定着域での実験データが不備で欠けているが，それ以外の位置で求めた τ -S 曲線は，或る程度のばらつきはあるにしても， τ を S のみの関数とするのに十分なデータが得られている。 τ -S 曲線の形状としては，初期の弾性範囲から次才に弾塑性的傾向を増し， S

$=400\sim500\times10^{-3}\text{mm}$ 附近で τ は最大値となる特性をもっていて、予想されたような形状を示している。また、 $S=20\times10^{-3}\text{mm}$ 程度までの直線部分の勾配は丸鋼の場合のそれと一致している。滑りが更に増大した範囲でのデータがゲージの破損によって得られていないのが欠点であるが、本方法によってコンクリート中に埋め込まれた鉄筋の付着状態を乱すことなく、 τ - S 曲線を実験的に確実に求めることが出来ることを示している。3.11図、3.12図で実線で示した曲線は τ - S 実験曲線の平均曲線で丸鋼では途中での分岐を無視したものである。

3.4.2 引抜試験で求めた τ - S 曲線

3.3表に示した4種類の付着長さを持った引抜試験の結果を3.14図、3.15図に示す。これらの実験結果は同種の供試体3ヶの平均値を示してある。3.14図、3.15図により、付着長さを変化させたときの曲線の変化は3.7図で予想された傾向をほぼ示している。すなわち、自由端滑りと載荷端滑り差が付着長さの減少に伴って小さくなって行く。ただし、理論的予想のような付着長さの長いものの2つの曲線の中間部分に短いものの2曲線が順次納まって基準の曲線に収れんして行くと言う傾向には、P3、D3が厳密には従わないが、およそどのような曲線に近づいて行くかと言う見当はつけられる。本実験では最も短い付着長さを持つP1とD1のおおのこの2曲線の平均曲線でもって極限の基準 τ - S 曲線と考えてよかろう。なおD4は付着長さが長過ぎて付着破壊より鉄筋の降伏が先行した。また、異形鉄筋供試体ではD1を除いていずれも最終的な破壊以前にコンクリートに割裂きひびわれが発生するが、補強筋のためにひびわれは余り開口しない。3.6表は最大平均付着応力、ひびわれ荷重などをまとめたものであり、付着長さが変化しても付着強さは殆んど変化しないことを示している。この現象は後に更に検討される。以上のように、引抜試験結果からも簡易に τ - S 基本関係を推定することが或る程度可能である。

3.6表 引 抜 試 験 結 果

供試体記号	最大引抜き力 ton	平均付着応力最大値 kg/cm ²	ひびわれ荷重 ton	破壊の状況
P 1	1.10	43.8	ひびわれなし	ボンド破壊
P 2	1.63	43.2	同 上	同 上
P 3	2.51	49.9	同 上	同 上
P 4	3.98	52.8	同 上	同 上
D 1	4.09	163.5	ひびわれなし	ボンド破壊
D 2	6.47	172.5	5.9	同 上
D 3	8.59	171.5	7.5	同 上
D 4	>8.95	>119.2	8.9	鉄筋の降伏

3.4.3 2方法による τ -S曲線の比較

本章で述べた長い柱体引張試験と引抜試験では条件が多くので異なるので直接両者を比較することは出来ない。鉄筋径，コンクリート打設方法，コンクリートの品質，コンクリート断面の大きさの各点で条件が異なっている。そこで付着応力度を各条件下での最大付着応力度で除して無次元化を行い，両者の形状を比較したのが3.16図である。3.16図には，3.11図，3.12図における平均曲線と，3.14図からP1についての平均付着応力と同一荷重階における載荷端滑りと自由端滑りの平均値との関係，および3.15図からD1についてP1と同様に求めた平均付着応力—平均滑り曲線が無次元して示されている。

丸鋼では2つの試験法での結果のいずれにおいても $S=0.2\sim0.3\text{mm}$ で付着応力は最大値となり，以後は図には現れていないが次々に付着応力は低下する。

異形鉄筋では最大付着応力を与える滑りは更に大きくなって $S=0.3\sim0.6\text{mm}$ となる。引抜試験の場合は 0.6mm 程度を越えて滑りが進行しても付着抵抗は最大値を持続するか，または $S=2\sim4\text{mm}$ ぐらいまで徐々に付着抵抗を増す。この傾向は引抜試験の特殊性であって耐圧板によってコンクリートの変形を拘束されるためと考えられる。

3.16図の横軸を更にその時の滑りを最大付着応力を与える滑り $S_{\tau}=\tau_{\max}$ で除して無次元化したのが3.17図である。異形鉄筋の引抜試験から求めたものを除いて各曲線はほとんど同じ曲線を示す。この性質を著者は重視する。すなわち，最大付着応力度 τ_{\max}

とそれを与える滑り量 $S_{\tau=\tau_{\max}}$ の値を，対象とする問題の条件下で求めれば $\tau-S$ 曲線を容易に推定することが出来る。引抜試験で求めた異形鉄筋の場合はやゝ異質であるが，これは引抜試験の特異性であって，異形鉄筋の $\tau-S$ 曲線は柱体引張試験で求めたものが，実際の付着状態を正しく代表しているものと考ええる。たゞし引抜試験においても実験的に正確に求められる τ_{\max} と $S_{\tau=\tau_{\max}}$ にこだわらず滑りの小さい範囲 ($S=0.5\sim0.6\text{ mm}$) のみの $\tau-S$ 曲線を探れば引張試験で求めたものと余り変わらないことが 3.16 図から判る。

3.5 $\tau-S$ 曲線の近似化

3.5.1 完全弾塑性への近似

$\tau-S$ 関係を式で表示して，それを用いて解析的に (2.9) 式の付着基本微分方程式を解く場合に，まず考えられるのが $\tau-S$ 曲線を完全弾性部分と完全塑性部分の 2 本の折線に近似する方法である。このように近似すれば (2.9) 式は任意の境界条件に対して線型微分方程式を解くと云う問題に帰着し，滑り分布，付着応力分布，鉄筋応力分布などが容易に得られる。そこで弾塑性近似のためのルールを次のように定める。

弾性部分： $S < S_y$ において

$$\tau = \alpha \cdot S \quad (3.8)$$

但し α は $\tau-S$ 実験曲線の $1/3 \tau_{\max}$ の点のセカントモジュラスをとる。

塑性部分： $S \geq S_y$ において

$$\tau = \tau_y = 0.9 \tau_{\max} \quad (3.9)$$

但し $S_y = 0.9 \tau_{\max} / \alpha$ とする。このような近似化を 3.11 図および 3.12 図の平均曲線について求めた結果を 3.18 図に示し， α ， τ_y ， S_y の大きさを 3.7 表に示す。3.18 図に見るようにこのような近似は余り当を得たものとは云えない。

3.7 表 τ -S 曲線の弾塑性近似

鉄 筋	供試体 記 号	τ_{\max} kg/cm ²	$S_{\tau=\tau_{\max}}$ mm	τ_y kg/cm ²	S_y mm	α kg/cm ³
異形鉄筋	D I a	73.3	50×10^{-2}	66.0	8.00×10^{-2}	8.25×10^3
	D I b	62.5	28×10^{-2}	56.2	7.65×10^{-2}	7.35×10^3
	D II a	71.0	40×10^{-2}	63.8	6.93×10^{-2}	9.23×10^3
丸 鋼	P a	33.0	26×10^{-2}	29.7	3.75×10^{-2}	7.92×10^3
	P b	33.6	18×10^{-2}	30.1	3.50×10^{-2}	8.60×10^3

3.5.2 非線型近似

3.17 図に示したように τ -S 曲線は最大付着応力度 τ_{\max} とそのときの滑り量 $S_{\tau=\tau_{\max}}$ を与えればその曲線の形状はどの場合も殆んど一定となる。従って τ -S 関係を知るためにはその関係を S の全域にわたって調べなくても τ_{\max} と $S_{\tau=\tau_{\max}}$ のみわかれば、少くとも $S < S_{\tau=\tau_{\max}}$ の範囲では、正確に τ -S 曲線を推定出来るはずである。一方 $S_{\tau=\tau_{\max}}$ を過ぎると τ の大きさは τ_{\max} をほとんどそのまま持続するか、わずかず低下する。S の大きい範囲の τ -S 曲線の実験データは殆んどないのであるが、3.12 図(b) に示す D I b の結果などでその傾向が明らかに読みとることが出来る。このような τ -S 曲線の特性を近似的に表現し得る曲線式として著者は (3.7) 式の型を用いることにする。

(3.7) 式で $\delta=0$ とすれば

$$\tau_x = C \cdot \frac{\log \left(\frac{S_x + A}{A} \right)}{\frac{S_x + A}{A}} \quad (3.10)$$

$$\text{但し } C = \frac{D}{4} \cdot \frac{K^2}{A} \cdot \frac{(1+np)}{E_s} \text{ とする。}$$

τ_x を S_x で微分すれば

$$d\tau_x/dS_x = \frac{C}{A} \left[\frac{1 - \log \left(\frac{S_x + A}{A} \right)}{\left(\frac{S_x + A}{A} \right)^2} \right] \quad (3.11)$$

従って τ_{\max} を与える滑り $S_{\tau=\tau_{\max}}$ は

$$S_{\tau=\tau_{\max}} = A (e - 1) \quad (3.12)$$

τ_{\max} は

$$\tau_{\max} = \frac{C}{e} \quad (3.13)$$

で与えられることは3.3図に示した通りである。

次に (3.10) 式において次のような変数変換を行う。

$$\tau_x = \tau_{x1} \cdot \tau_{\max} \quad (3.14)$$

$$S_x = S_{x1} \cdot S_{\tau=\tau_{\max}} \quad (3.15)$$

(3.12), (3.13), (3.14), (3.15) 式を用いて (3.10) 式をかき改めると τ_{x1} と S_{x1} の関係式として次式を得る。

$$\tau_{x1} = e \cdot \frac{\log \{ (e-1) S_{x1} + 1 \}}{(e-1) S_{x1} + 1} = e \frac{\log t_{x1}}{t_{x1}} \quad (3.16)$$

ここに

$$t_{x1} = (e-1) S_{x1} + 1 \quad (3.17)$$

(3.16) 式の形を $S_{x1} = 3$ までの範囲で示したのが3.19図である。3.17図, 3.18図に (3.16) 式の形で近似した場合の近似曲線を示しているが, 少なくとも $S_x < S_{\tau=\tau_{\max}}$ の範囲では実験曲線の特性をよく表現していると云える。更に3.19図によって滑りの大きい範囲まで付着応力が余り低下しない特性をうまく表現していることが判り, (3.16) 式と云う単一の式によって滑りの小さく範囲から滑り大きい範囲まで $\tau-S$ 曲線の特性を大局的に表現し得る点が大きな利点である。

3.6 $\tau-S$ 曲線と P_s-S 曲線の関係

3.2.3においてRatz 等の表現 (2.25) 式は実は (3.7) 式のように $\tau-S$ 曲線を表現していることゝ同義であることを示した。逆にもし (3.7) 式のように $\tau-S$ 曲線を

表現しても、 P_{sx} と S_x の関係が(2.25)式の形に必ずしもならない。これが成立するのは $x \rightarrow \infty$ で $S_x = 0$ となるよう境界条件を満足する場合のみであることを2.6で示した。本章で述べた柱体引張試験では上の境界条件を満足しているから、 σ_{sx} または P_{sx} と S_x の関係、換言すれば材端における鉄筋応力 σ_{so} と滑り S_0 の関係から $\tau-S$ 曲線を知ることが出来る。 $\sigma_{so}-S_0$ 曲線を得ることは極めて簡単で、コンクリート中における鉄筋応力を知るための埋込みゲージの設置その他の工夫は必要でなく、試験法としては大いに簡単になる。そこでここでは $\sigma_{so}-S_0$ 曲線の実験値から、 $\tau-S$ 曲線を推定して、埋込みゲージから得られた $\tau-S$ 曲線とどの程度の一致を示すかを確かめて見る。

3.20図は柱体引張試験で求めた $P_{so}-S_0$ 曲線を示す。これを次式の型に近似して係数 A, K を求める。

$$S_0 = A (e^{\Delta \sigma_{so}/K} - 1) \quad (3.18)$$

但し

$$\Delta \sigma_{so} = \sigma_{so} - \frac{np}{1+np} \sigma_{so} = \frac{1}{1+np} \sigma_{so} \quad (3.19)$$

このようにして求めた A, K の値から(3.12)式および(3.13)式を用いて τ_{max} , $S_{\tau=\tau_{max}}$ を知ることが出来る。これらの値を3.8表に示す。3.8表に示した A, K を用いて(3.18)式の曲線を(3.20)図にかくと、実験曲線とほとんど一致して区別出来ない。一方、埋込みゲージから直接求めた $\tau-S$ 実験曲線を(3.10)式の形に近似した場合の A, K の値も(3.12), (3.13)式を用いて逆に求めることが出来る。このようにして $P_{so}-S_0$ 曲線から間接に求めた $A, K, \tau_{max}, S_{\tau=\tau_{max}}$ と $\tau-S$ 曲線から直接求めたこれらの値を3.8表に比較して示す。DIIaでは両者の方法で求めた値が互に比較的よく一致する以外は、いずれの場合も余り一致しない。これは $P_{so}-S_0$ 関係のわずかの差異が $\tau-S$ 関係に敏感に影響する性質によるもので、 $P_{so}-S_0$ 関係の実測による方法は極めて誤差が介入し易い方法であることが判る。したがって $\tau-S$ 曲線を実験的に求めるには、本研究の埋込みゲージのように実際の鉄筋応力分布を直接測定する工夫を避けられない。

3.8表 $P_{so}-S_0$ 曲線より求めた付着特性値 (a) と
 $\tau-S$ 曲線から求めた付着特性値 (b)

供試体	方法	K(ton)	A (mm)	τ_{max} (kg/cm ²)	$S_{\tau=\tau_{max}}$ (mm)
D I a	(a)	8,433	0.1302	35.81	0.224
	(b)	15,780	0.2910	73.3	0.50
D I b	(a)	11,037	0.2215	47.09	0.381
	(b)	9,818	0.1630	62.5	0.28
D II a	(a)	12,893	0.2278	62.5	0.39
	(b)	12,503	0.2328	71.0	0.40
P a	(a)	5,467	0.1529	16.74	0.263
	(b)	7,636	0.1513	33.0	0.26
P b	(a)	6,107	0.2364	36.72	0.406
	(b)	6,413	0.1048	33.6	0.18

3.7 本章の総括

本章では付着理論の基礎である付着応力と滑りの関係について述べた。まず従来より他の研究者によって明らかにされている研究結果について考察を加えた。その結果を要約すると、

- i) 従来の研究の多くは、付着応力分布を調べるのを目的としながら、 $\tau-S$ 曲線について考究することの重要性について関知しないものが多い。
- ii) 丸鋼についての試験結果だけからで判断して τ を S のみの関係として表現することが出来ないと云う見解を持つ研究者も多い。
- iii) $\tau-S$ 曲線を直接求めると云う画期的研究もあるが、その実験法および結果の表示法は満足すべきものでない。

そこで著者独自の $\tau-S$ 曲線を求める実験法を定め、その方法によって $\tau-S$ 実験曲線を求めた結果、次の様な結論を得た。

- i) $\tau-S$ 曲線を得るための2つの方法によって $\tau-S$ 曲線を知ることが出来た。
- ii) 太く長いコンクリート柱体の中に埋め込んだ鉄筋を引張る方法によって、 $\tau-S$ 曲線の性質がより明確になり、この方法が優れた方法の1つであることを示した。
- iii) $\tau-S$ 曲線において、丸鋼では付着応力は滑りのみの関数ではなく、鉄筋応力が大

きいほど同一滑りに対する付着応力が小さくなる。これは横ひずみの影響である。異形鉄筋では鉄筋応力に拘らず滑りの大きさのみで付着応力の大きさが決る。

iv) この横ひずみの影響は柱体引張試験でのみ確認され、引抜試験では現れない。

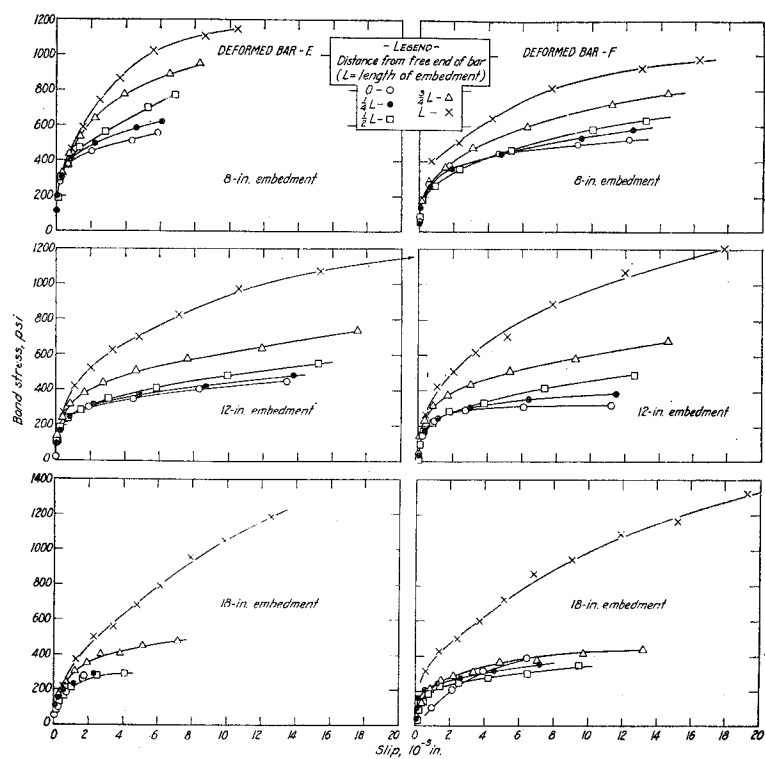
v) τ -S曲線を単一の関数型で滑りの小さい範囲から大きい範囲までの全域を代表させるには(3.16)式の型が適当である。

[オ3章参考文献]

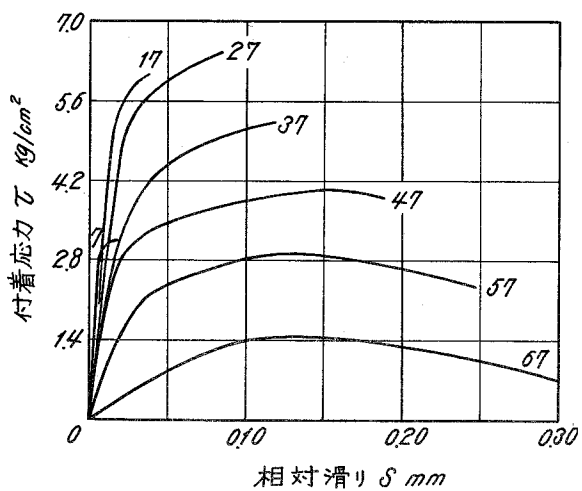
- 1) Watstein, D. ; "Distribution of Bond Stress in Concrete Pull-Out Specimens." ACI Journal Vol. 18 No. 9 May 1947.
- 2) Guyon, Y. ; "Prestressed Concrete" John Wiley and Sons Inc. 1953 p. 175~180.
- 3) Rehm, G. ; "The Fundamental Law of bond" RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete" Stockholm 1957.
- 4) Rehm, G. ; "Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton." Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 138 1961
- 5) Ratz, E.H., Holmjanski, M.M. and Kolner, V.M. ; The transmission of Prestress to Concrete by Bond." The 3rd Congress of the F.I.P., Berlin 1958
- 6) Mains, R.M. ; "Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bars," ACI Journal Vol. 23, No. 5 Nov 1951
- 7) Perry, E.S. and Thompson, J.N. ; "Bond Stress Distribution on Reinforcing Steel in Beams and Pullout Specimens." ACI Journal Vol. 63. No. 8 Aug. 1966
- 8) 水野高明, 渡辺明 ; "丸鋼, 異形丸鋼およびねじり鉄筋の付着に関する研究"

土木学会論文集 才93号 昭和38年5月

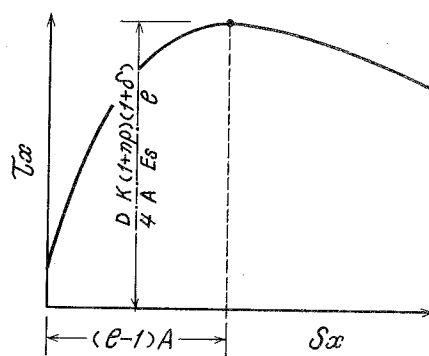
- 9) 六車熙, 森田司郎, 富田幸次郎; “鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究, (I. 付着応力分布について—その1—)” 日本建築学会論文報告集 才131号 昭和42年1月



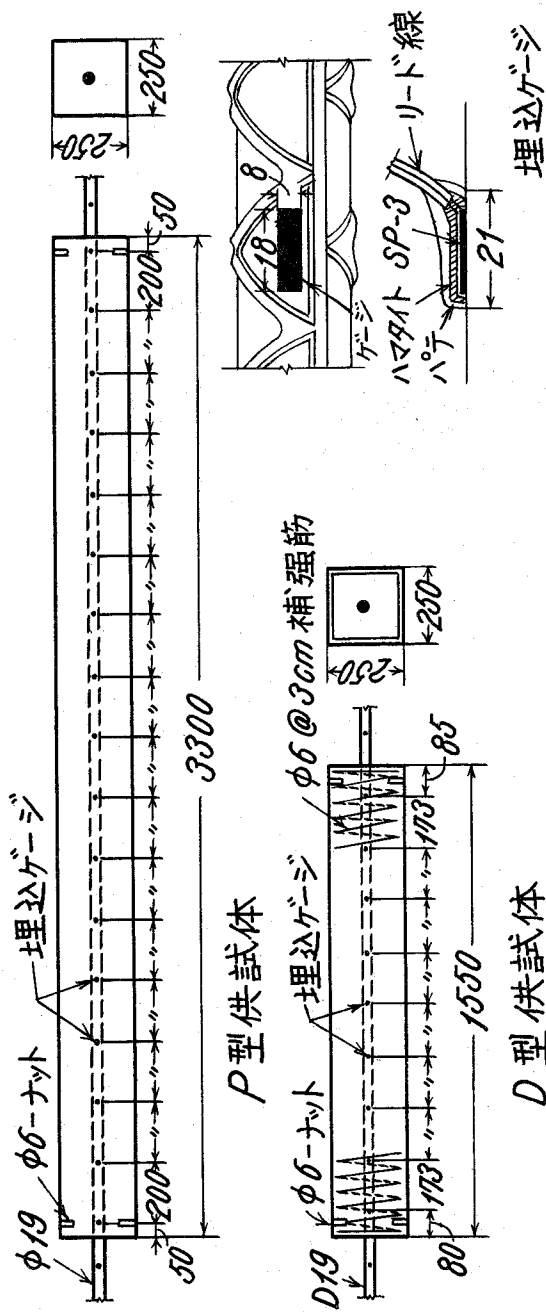
3.1図 付着応力-相対滑り曲線の実験例 (Watsteinによる)¹⁾



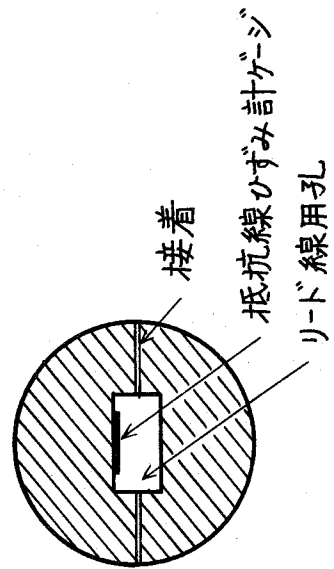
3.2図 付着応力-相対滑り曲線の実験例 (Bicharaによる)²⁾



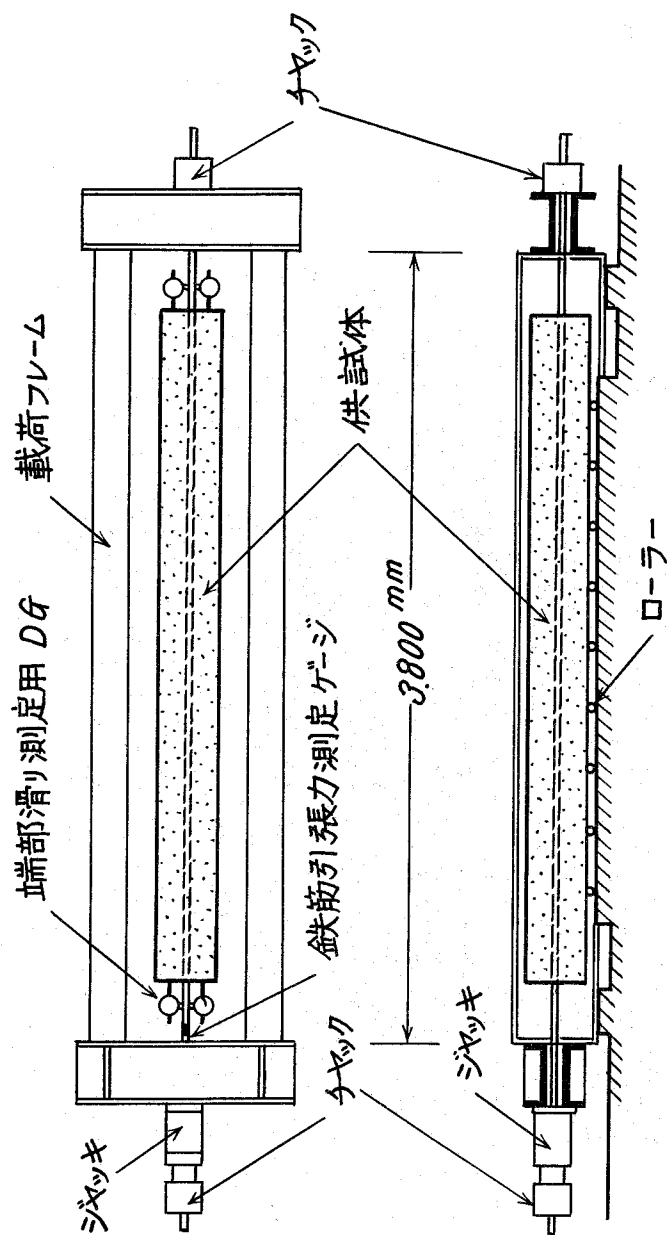
3.3図 付着応力-相対滑りの実験式 (Ratz等による)⁵⁾



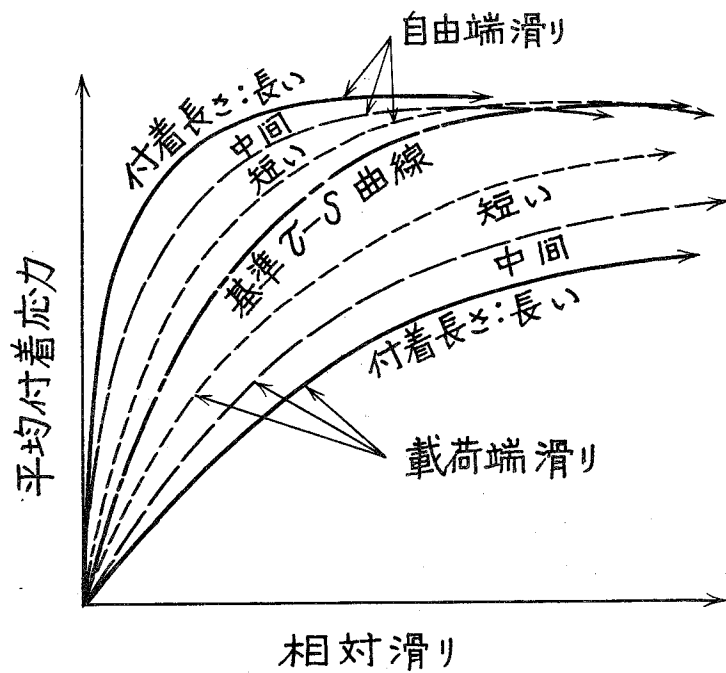
3・4 図 長く太い鉄筋コンクリート柱体引張試験用供試体



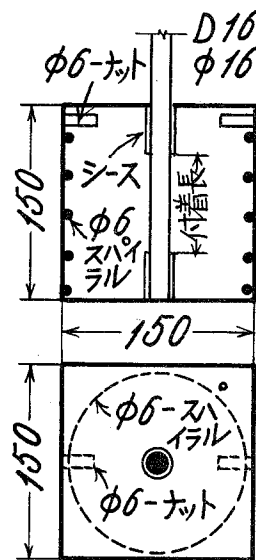
3・5 図 鉄筋応力分布実測に慣用される方法



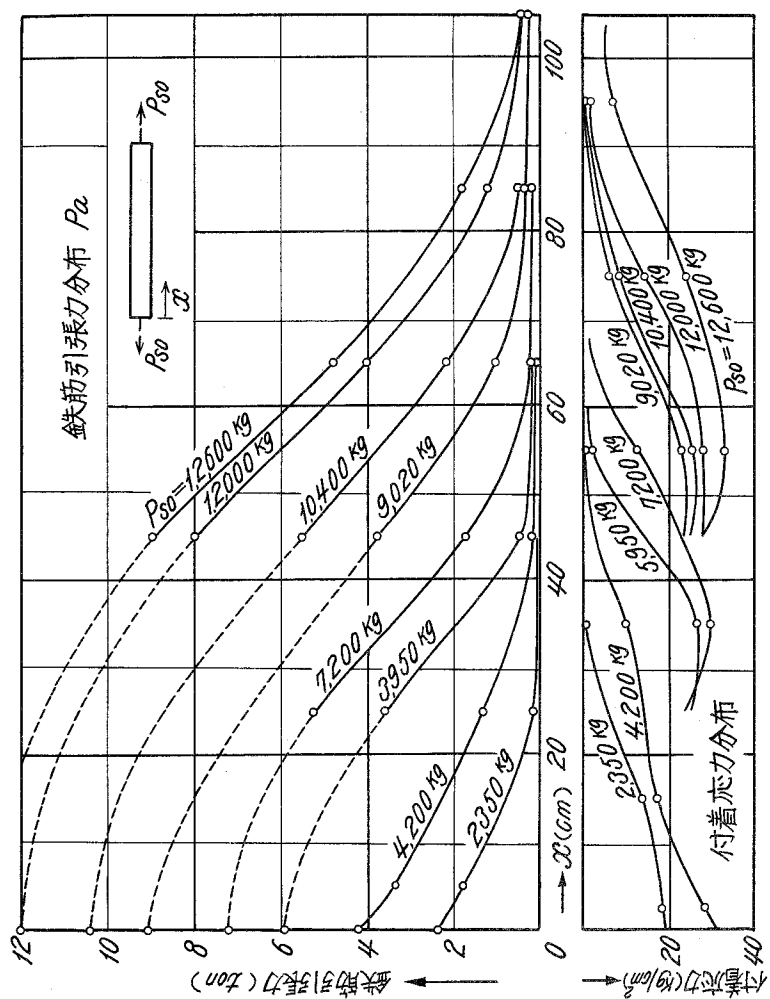
3・6 図 長く太い鉄筋コンクリート柱体引張り試験載荷装置

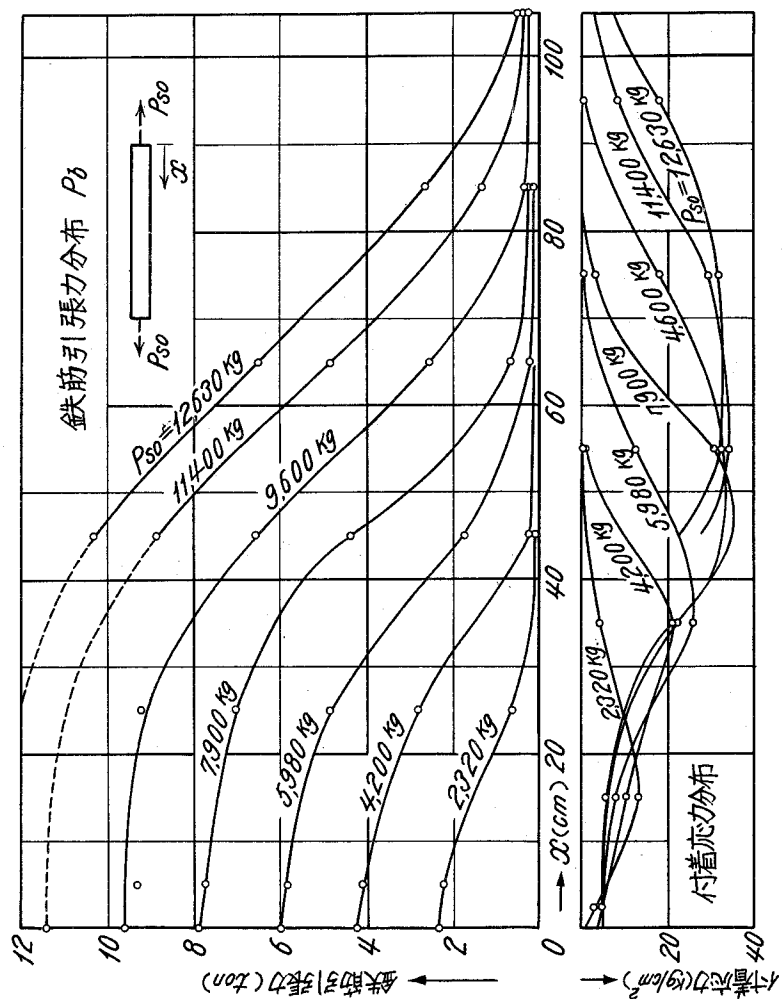


3・7 図 埋込長さ変化が引抜試験の端部滑りに与える影響

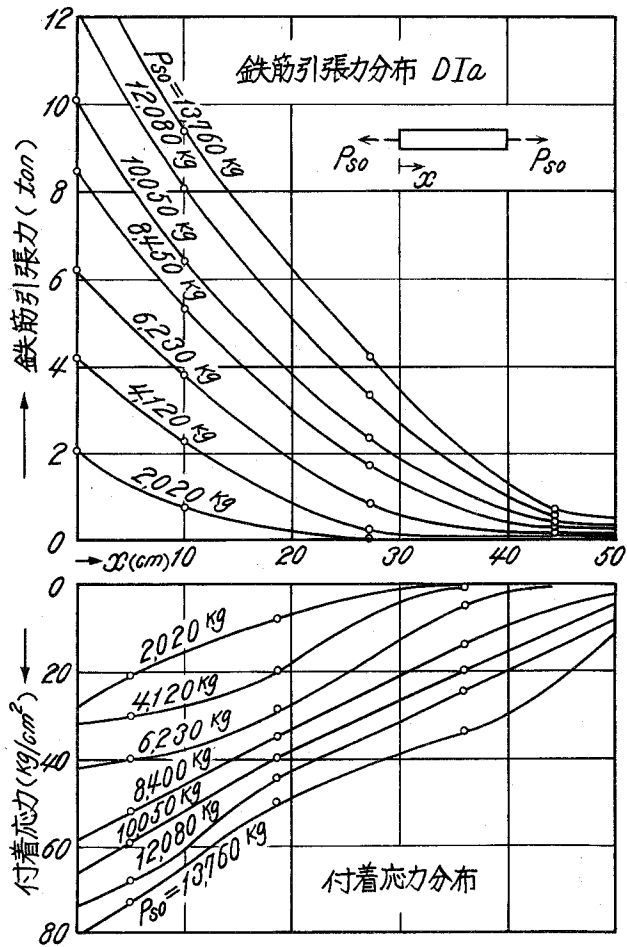


3・8 図 埋込長さを変化させて行う引抜試験供試体

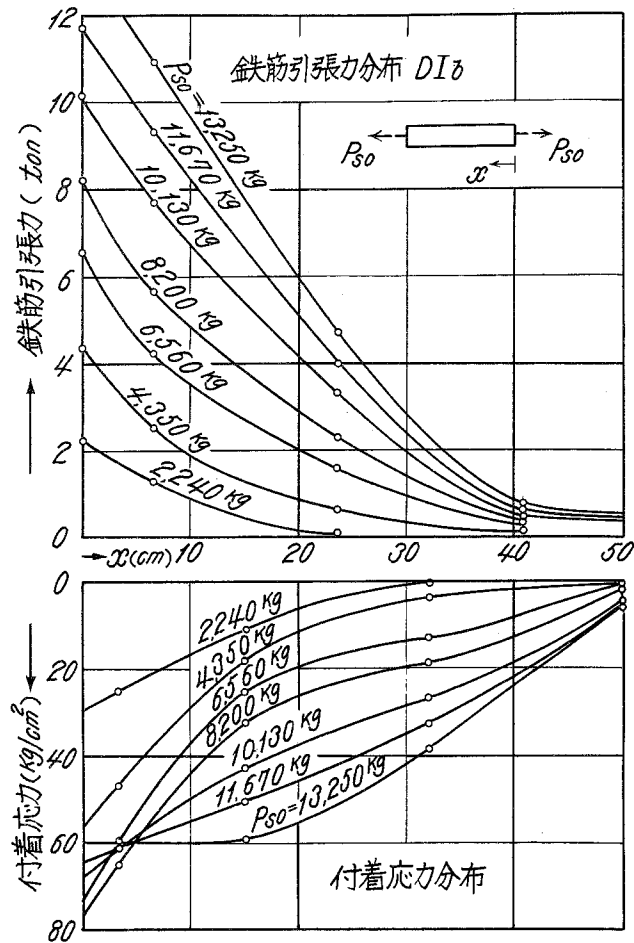




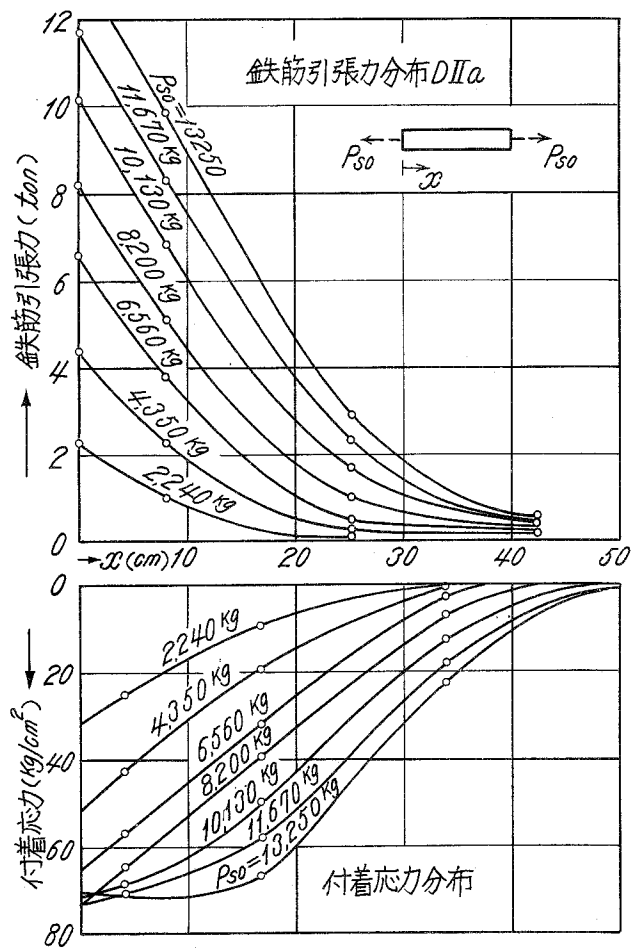
3・9 図 (b) 柱体軸に沿う鉄筋応力および付着応力分布の実験結果 (丸鋼の場合)



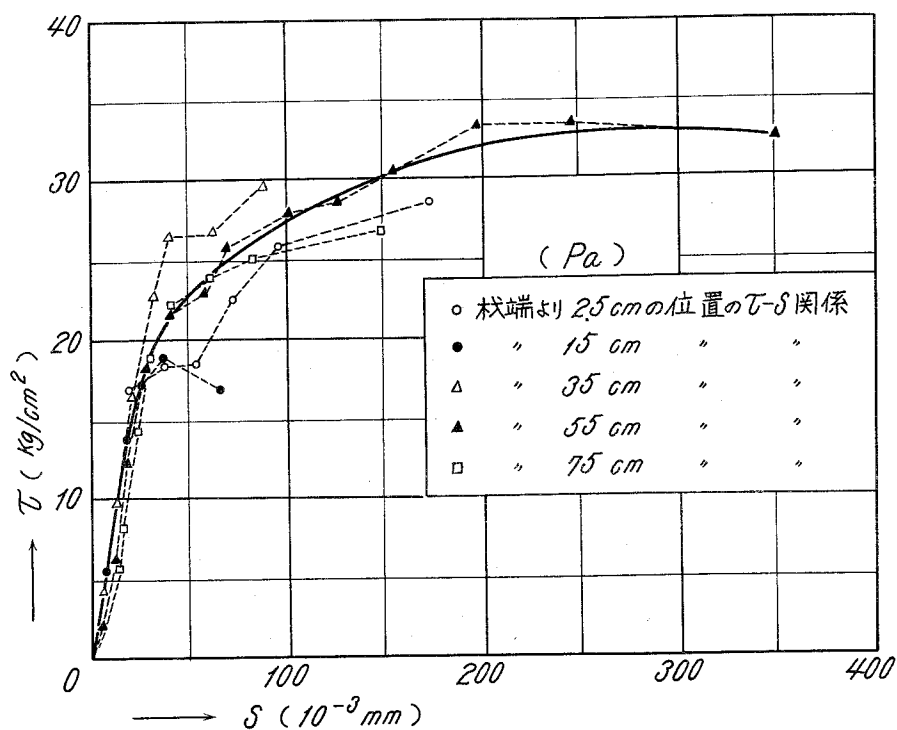
3・10 図 (a) 柱体軸に沿う鉄筋応力および付着応力分布の実験結果 (異形鉄筋の場合)



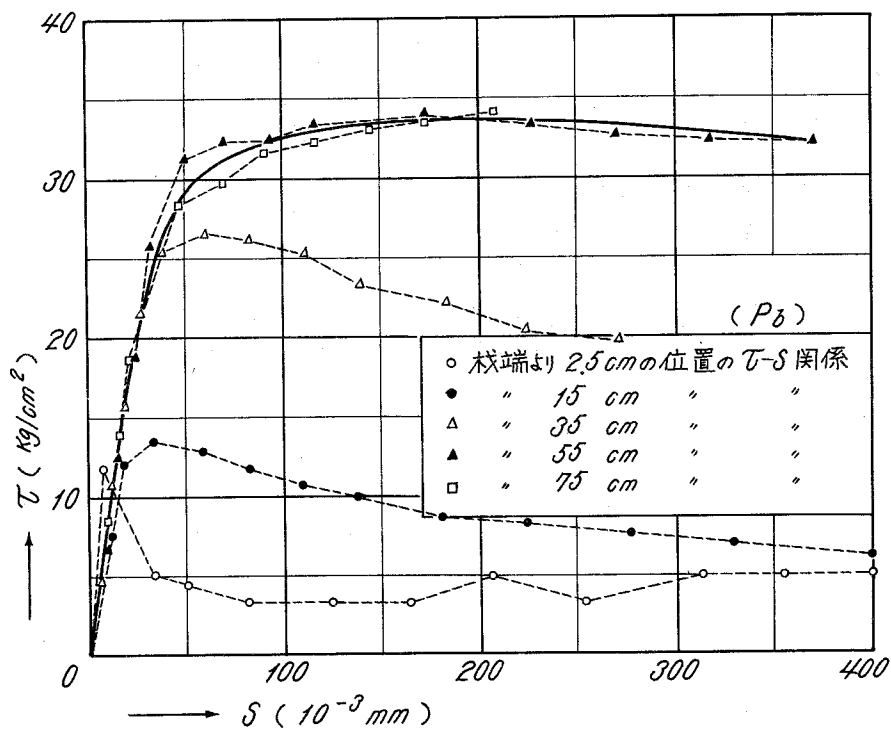
3・10 図 (b) 柱体軸に沿う鉄筋応力および付着応力分布の実験結果 (異形鉄筋の場合)



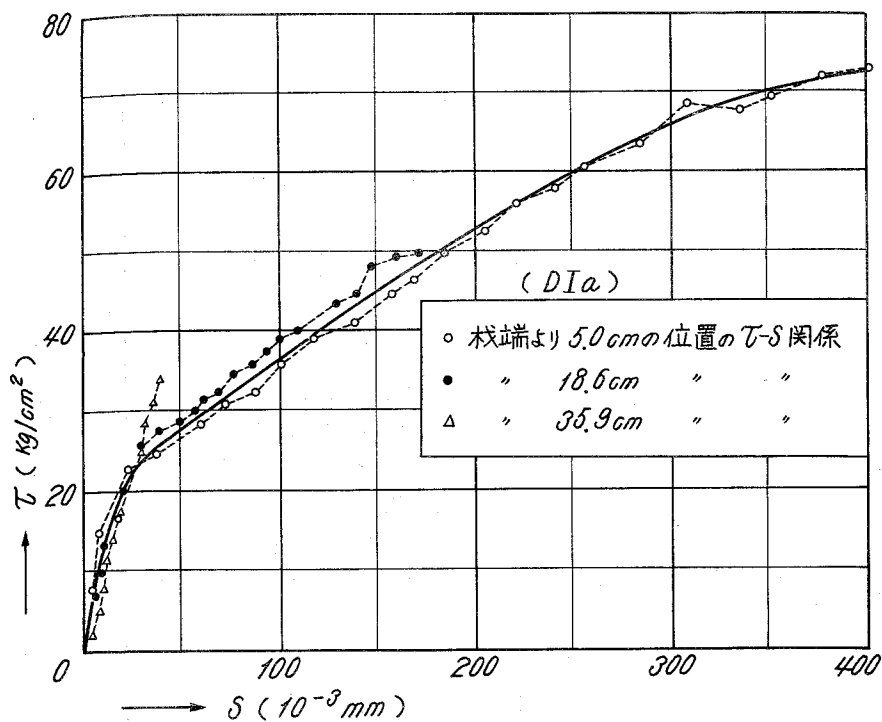
3・10 図 (c) 柱軸に沿う鉄筋応力および付着応力分布の実験結果
(異形鉄筋の場合)



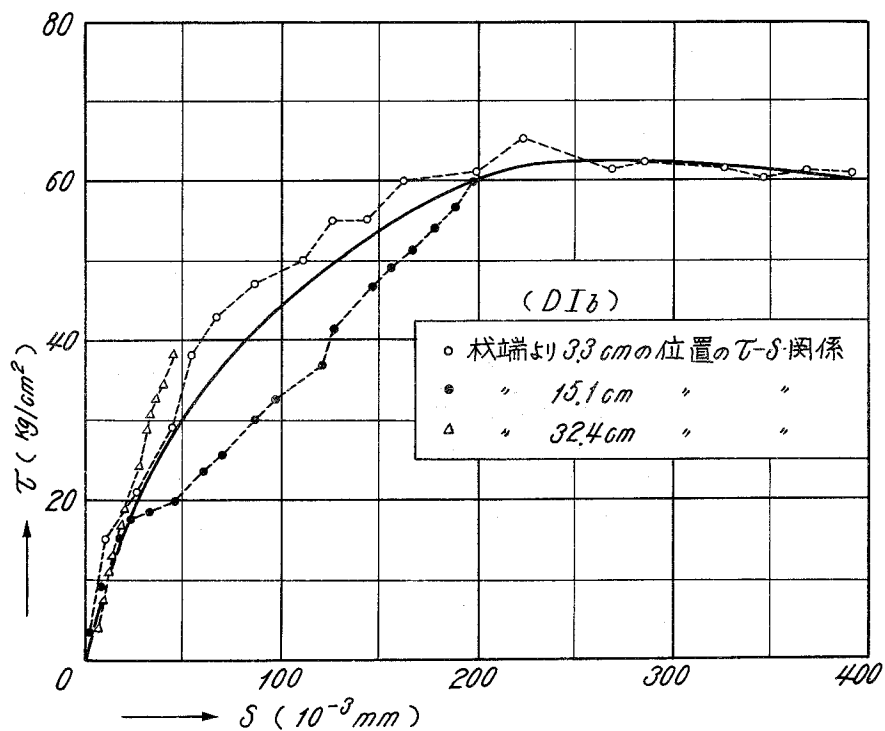
3・11 図 (a) 付着応力-相対滑り関係の実験結果 (丸鋼の場合)



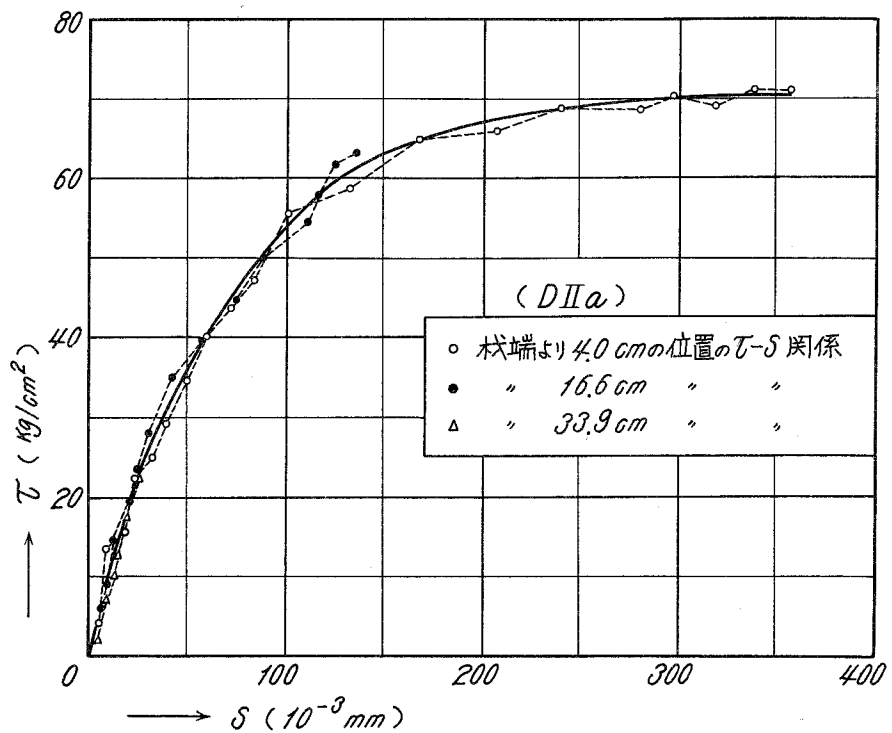
3・11 図 (b) 付着応力-相対滑り関係の実験結果 (丸鋼の場合)



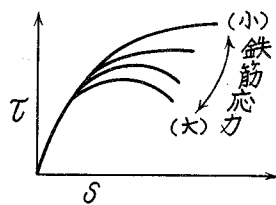
3・12 図 (a) 付着応力-相対滑り関係の実験結果 (異形鉄筋の場合)



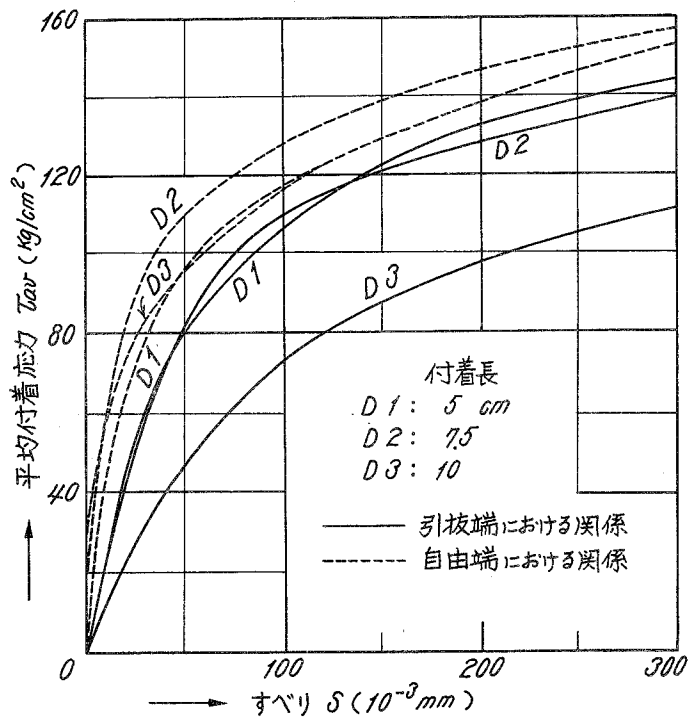
3・12 図 (b) 付着応力-相対滑り関係の実験結果 (異形鉄筋の場合)



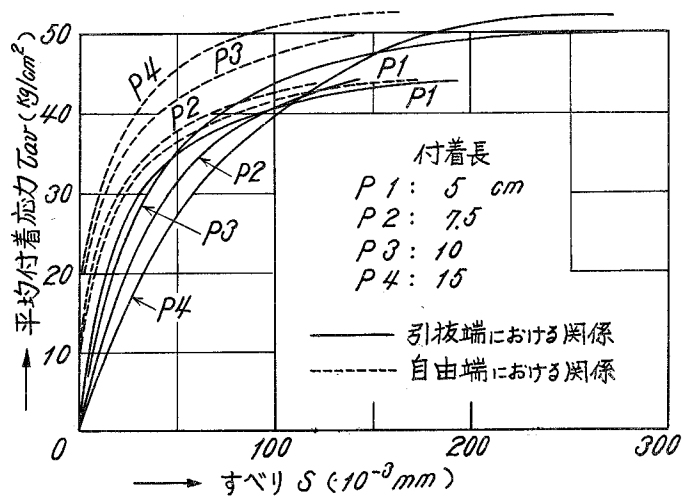
3・12 図 (c) 付着応力-相対滑り関係の実験結果 (異形鉄筋の場合)



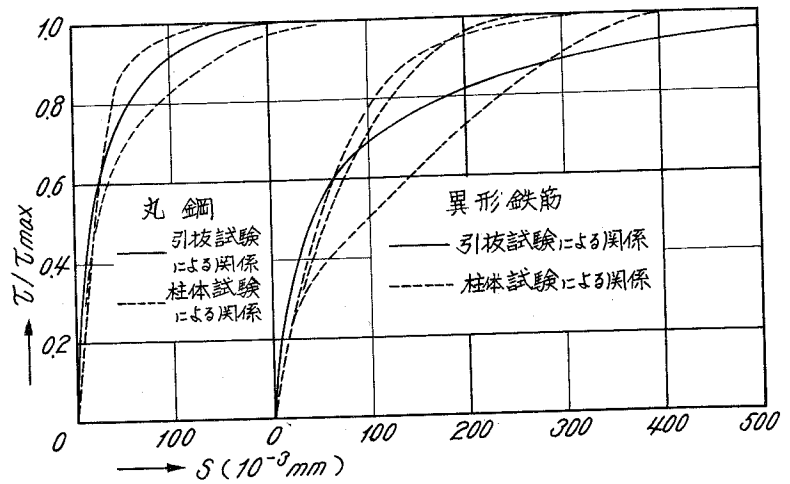
3・13 図 丸鋼の τ - δ 関係の特性



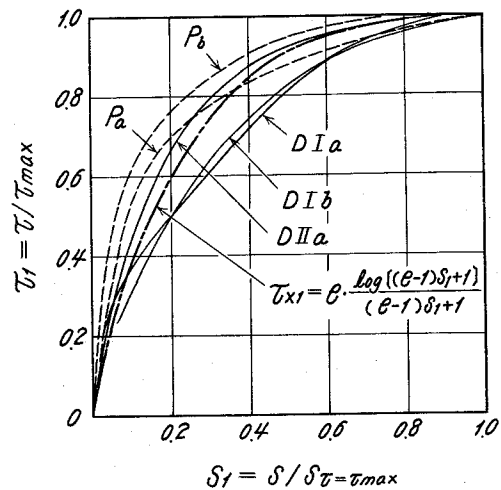
3・14 図 種々の埋込み長さの引抜試験結果 (異形鉄筋の場合)



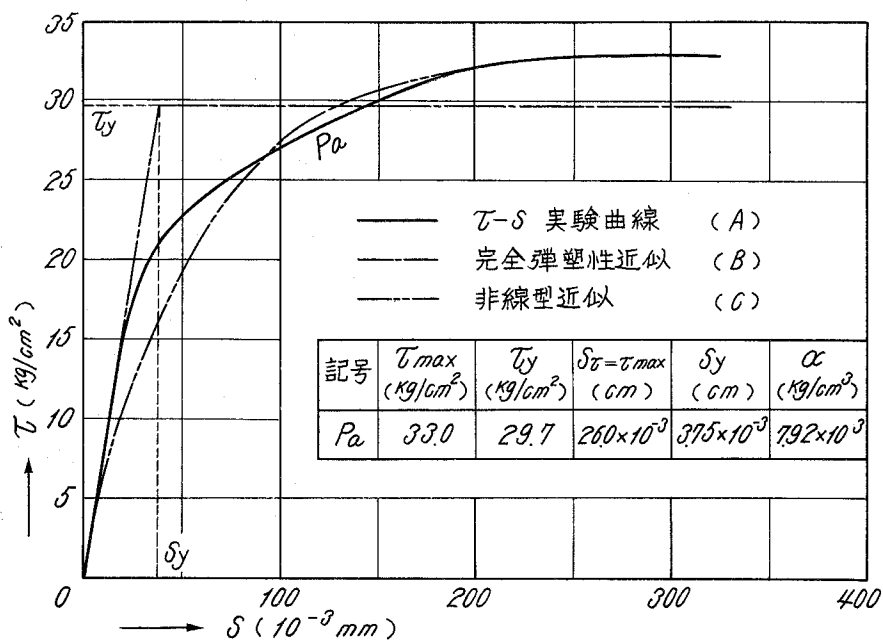
3・15 図 種々の埋込み長さの引抜試験結果 (丸鋼の場合)



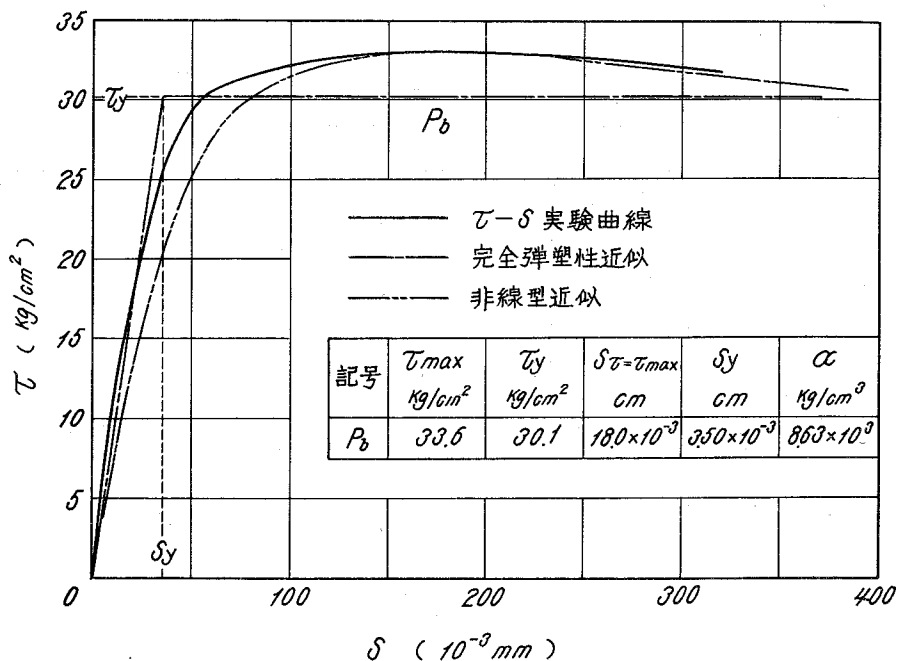
3・16 図 2つの方法で求めた τ - S 実験曲線の比較



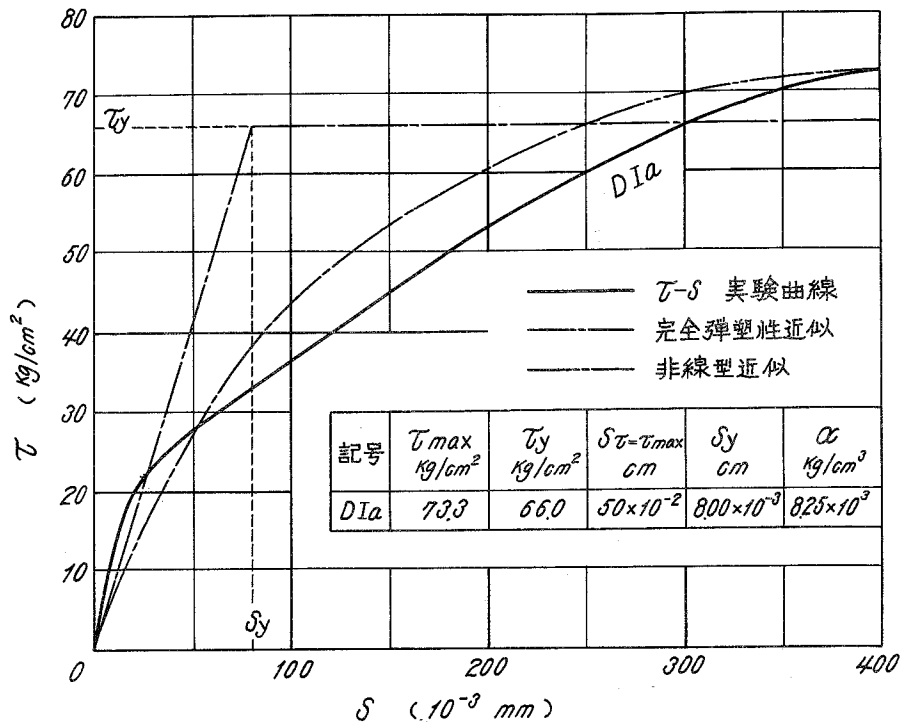
3・17 図 τ - S 曲線の無次元化とその近似実験式



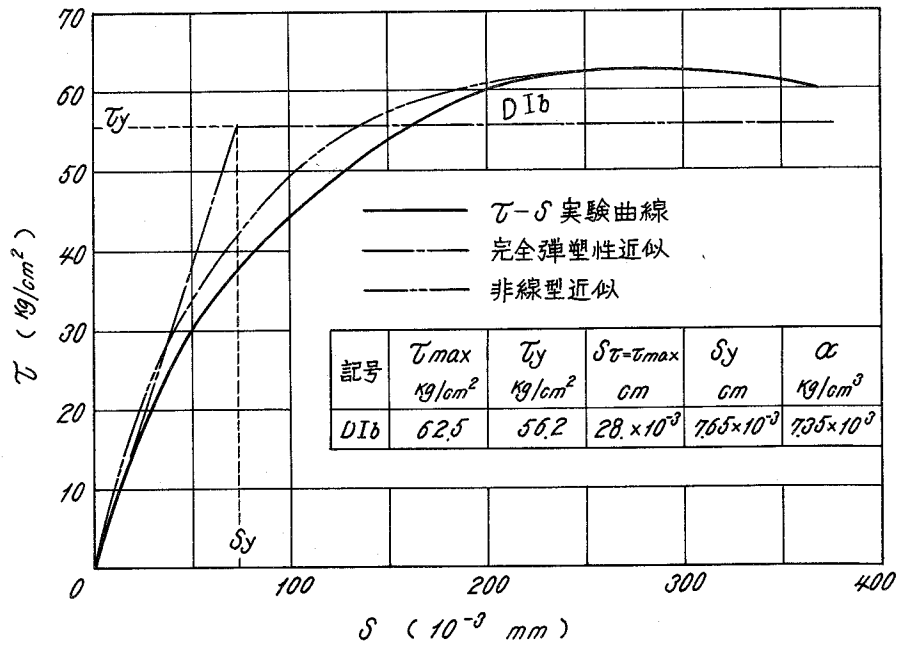
3・18図 (a) τ - δ 実験曲線とその近似式の比較



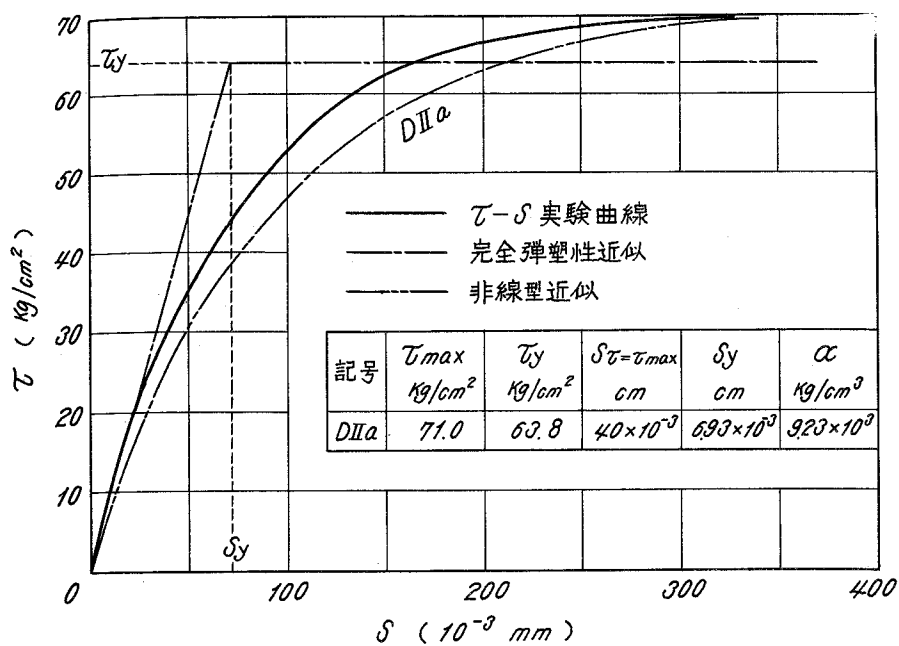
3・18図 (b) τ - δ 実験曲線とその近似式の比較



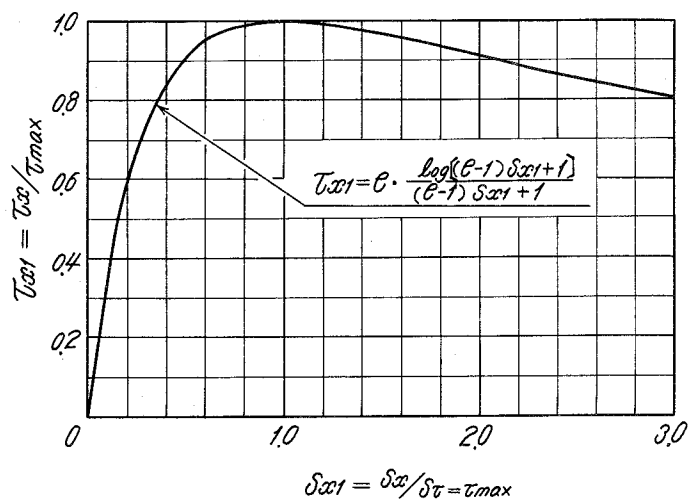
3・18 図 (c) τ - δ 実験曲線とその近似式の比較



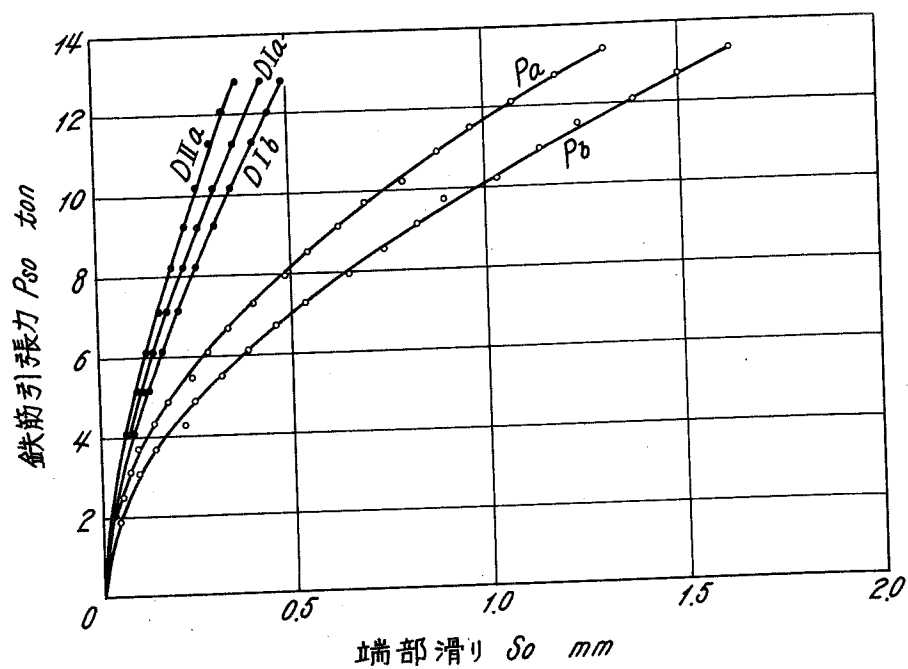
3・18 図 (d) τ - δ 実験曲線とその近似式の比較



3・18 図 (e) τ - S 実験曲線とその近似式の比較



3・19 図 τ - S 曲線の非線型近似式



3・20 図 鉄筋引張力—端部滑り関係の実験結果

第 4 章 付着理論の適用

4.1 概説

オ 3 章において付着応力をコンクリートと鉄筋間の相対滑りのみの関数として表現することが、或る条件内では可能であることが明らかになった。このような場合には当然オ 2 章で述べた付着基礎理論を適用できる。本章では τ - S 関係を種々の形で近似した場合についての付着理論の応用について述べる。

まず、我々が遭遇するいろいろの応力状態下の付着応力の分布は、付着基礎微分方程式に適当な境界条件を与えて解くと云うことによって求め得ることを、2, 3 の典型的な応力状態を例にとりて説明する。

τ - S 曲線を求めるために行った太く長い柱体の引張試験では、付着応力分布の実験曲線を直接求めているから、付着理論解との比較が容易である。従って本章では理論と実験の直接的比較に便利と云う観点から、上記の柱体引張試験の応力状態に対して付着理論解を記述する。この場合に、 τ - S 曲線として次の 3 通りに選んだ場合の解法について述べる。

〔A〕 τ - S 曲線の実験曲線をそのまま用いる場合

〔B〕 τ - S 曲線を完全弾塑性に近似する場合

〔C〕 τ - S 曲線を非線型実験式で近似する場合

このようにして求めた理論解と実験結果を比較することによって、それぞれの近似解法の特徴を述べるとともに、太く長いコンクリート柱体（換言すれば、半無限体のマスコンクリート）に充分長い鉄筋を埋め込んで鉄筋端に荷重を加えた場合の付着応力分布の特徴的性質について明らかにする。

4.2 応力状態と境界条件

4.2.1 半無限体型付着

オ 3 章で述べた太く長い柱体試験のように、鉄筋埋め込み長さが極めて長く、載荷端よりある程度以上離れた位置で鉄筋とコンクリート間で応力の授受がも早や行われぬ部分

が存在することゝ，対象としている部分では鉄筋を横切るひびわれが発生していないことがこの場合の応力状態の定義である。このような状態の実例は，4.1図に示すように，定着長さを充分にとった場合の定着端（実際の構造体の定着端はこれに相当する），持出しの長い梁端，スリットのある柱の主筋などがある。

付着基礎微分方程式（2.37）式を解く場合の半無限体型付着に対する境界条件は，次式で与えられる。

$$\lim_{x \rightarrow \infty} S_x = 0 \quad (4.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \lim_{x \rightarrow \infty} P_{sx} &= \frac{np}{1+np} P_{so} \\ \text{または } \lim_{x \rightarrow \infty} P_{cx} &= \frac{1}{1+np} P_{so} \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

（4.1）式と（4.2）式によって荷重端より充分離れれば，鉄筋とコンクリート間に相對滑りがなく，平面保持が成立して中心圧縮柱と同様になることを示している。

4.2.2 引抜型付着

普通の引抜試験における応力状態を想定する。この応力状態の定義は，まず対象とする部分の全域において或る一定方向の相對滑りが生じていることと，鉄筋の非載荷端では常に鉄筋応力は零であることである。載荷端断面および非載荷端断面でのコンクリート応力の大きさ，符号に対しては特に規制を行わない。このような応力状態は4.2図のように梁のcut-off筋，短い定着端等に一般に現れる。定着破壊は一般に全てこのタイプの付着応力状態で行われると考えてよい。

この場合の座標原点は鉄筋の自由端にとるのが便利である。境界条件は次式で与えられる。

$$x=0 \text{ において } S_x = S_0 > 0 \quad (4.3)$$

$$x=0 \text{ において } P_{sx} = 0 \quad (4.4)$$

但し S_0 の大きさは任意に与えてよい。

4.2.3 両引型付着

4.3図のように比較的短いコンクリートの軸心に通った鉄筋の両端から荷重をかける場合の応力状態である。この場合の定義は部材中心を対称に，中心以外の全域で相対滑りが生じていること，中心断面では相対滑りは当然生じないが，鉄筋ひずみとコンクリートひずみは等しくないことである。このような付着応力状態は，4.3図のように一定モーメント区間におけるひびわれ間，柱梁交叉部における梁の通し鉄筋，定着具をつけた場合の梁端などに現れる。

この場合は座標原点を対称点すなわち部材中心にとると便利であって，境界条件は次式で与えられる。

$$x=0 \text{ において } S_x = 0 \quad (4.5)$$

$$x=0 \text{ において } P_{sx} = P_{so} \quad (4.6)$$

但し P_{so} は任意の値を与えてよい。

4.2.4 複合型付着

4.4図に示すように柱梁交叉部に非対称荷重が生じた場合とか，もっと簡単には梁の曲げと剪断を受けるスパン内におけるひびわれ間では，上記の3つのパターンでは表現出来ないような付着応力状態を示す。このような状態は両引型と引抜型の複合型と考えることが出来るが，理論上の取扱いとしてはむしろ，4.5図に示すように， $S_x = 0$ の点で2分して，2つの部分の両引型の連続と考える方が，理論的に妥当である。

4.3 半無限体型付着応力状態の理論的解法^{1) 2)}

4.3.1 τ - S 実験曲線をそのまま用いて逐次積分する方法—解法〔A〕—

実験的に求めた τ - S 関係をそのまま用いて区分積分によって応力状態を求めることが出来る。この場合の境界条件は (4.1)，(4.2) 式で与えられ，理論的な表現としては x の有限値では厳密には定着を完了しないことになる。工学的には必ず定着完了と見做し得る x の有限の値が定義されるべきである。そこで，相対滑りが零に近いある有限値になれば定着完了であると定義する。これはこの種の問題における常用手段で，^{3) 4) 5)} その限界滑りを ΔS とすれば，定着完了点の条件は次式で与えられる。

$$S_x = \Delta S \quad (4.7)$$

ΔS は一般に 0.001mm程度に与えるのが実験的事実と比較してよいとされている。²⁾

まず(4.7)式が成立している点から計算を始める。この点での鉄筋引張力を P_{s1} 、コンクリート軸力を P_{c1} とすれば、

$$P_{s1} = \frac{np}{1+np} P_{so} \quad (4.8)$$

$$P_{c1} = \frac{1}{1+np} P_{so} \quad (4.9)$$

この点より材端側へ区間 Δl_1 を考える。 Δl_1 を小さくするとこの区間内では付着応力の分布は一定と考えてよく、その大きさは τ - S 曲線上の ΔS に应じる値 τ_1 で与えられる。この区間の力の釣合と鉄筋とコンクリート変形から Δl_1 離れた点における鉄筋の引張力 P_{s2} および相対滑り S_2 は次式で与えられる。

$$P_{s2} = P_{s1} + \Delta P_1 = P_{s1} + \tau_1 \Delta l_1 \cdot \phi \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \Delta S + \left(\frac{P_{s1}}{E_s A_s} + \frac{\Delta P_1}{2 E_s A_s} \right) \Delta l_1 - \left(\frac{P_{c1}}{E_c A_c} - \frac{\Delta P_1}{2 E_c A_c} \right) \Delta l_1 \\ &= \Delta S + \left(\frac{\Delta P_1}{2 E_s A_s} + \frac{\Delta P_1}{2 E_c A_c} \right) \Delta l_1 \end{aligned} \quad (4.11)$$

S_2 が求まれば τ - S 曲線より τ_2 が与えられる。それを用いて同様の手順で Δl_2 離れた次の点で鉄筋引張力および滑りが決まる。一般に、 i 番目の値から $i+1$ 番目を求めるには

$$P_{s,i+1} = P_{si} + \Delta P_i = P_{si} + \tau_i \Delta l_i \cdot \phi \quad (4.12)$$

$$S_{i+1} = \left(\frac{P_{si}}{E_s A_s} + \frac{\Delta P_i}{2 E_s A_s} \right) \Delta l_i - \left(\frac{P_{ci}}{E_c A_c} - \frac{\Delta P_i}{2 E_c A_c} \right) \Delta l_i \quad (4.13)$$

$$P_{ci} + P_{si} = P_{so} \quad (4.14)$$

このような計算を繰り返して P_{sn} が P_{so} に等しくなったとき、定着長さは $\sum \Delta l_n$ で与えられる。 P_{sn} ($n=1, 2, 3, \dots$) および τ_n ($n=1, 2, 3, \dots$) は各位置における鉄筋引張力および、付着応力を与えるので、鉄筋端を P_{so} で引張ったときの鉄筋

引張力分布，付着応力分布が求められる。この方法では $\triangle l_n$ を小さく分割するほど正解に近づくが，定着完了点から逐次的にしか P_{sx} ， τ_x を求められない。

4.3.2 τ -S曲線を完全弾塑性に近似する方法—解法〔B〕—

3.5.1に述べたルールに従って τ -S関係を初期の完全弾性部分と，ある滑り以上の完全塑性部分に別ける。このように近似すると(2.9)式の解は容易となり，対象とする応力状態によっては，このような簡素化を行っても問題の大綱を把握することが出来る。

$$S < S_y \text{ において } \tau = \alpha \cdot S \quad (4.15)$$

$$S \geq S_y \text{ において } \tau = \tau_y \quad (4.16)$$

とおくと(2.9)式より

$$S < S_y : \frac{d^2 S}{dx^2} - k^2 S = 0 \quad (4.17)$$

$$k^2 = \frac{1 + np}{E_s A_s} \phi \cdot \alpha \quad (4.18)$$

$$S \geq S_y : \frac{d^2 S}{dx^2} - \gamma = 0 \quad (4.19)$$

$$\gamma = \frac{1 + np}{E_s A_s} \phi \tau_y \quad (4.20)$$

(1) 弾性付着

4.6図に示すように，今考えている応力状態の境界条件は

$$x = l \text{ において } S_x = \triangle S \quad (4.21)$$

$$x = 0 \text{ において } P_{sx} = P_{s0} \quad (4.20)$$

(4.17)式をこの境界条件を満足するように解くと，滑り分布，鉄筋力分布，付着応力分布が次の様に得られる。

$$S_x = \frac{1}{e^{kl} + e^{-kl}} \left\{ \left(\triangle S - \frac{P_{s0} e^{-kl}}{k E_s A_s} \right) e^{kx} + \left(\triangle S + \frac{P_{s0} e^{kl}}{k E_s A_s} \right) e^{-kx} \right\} \quad (4.21)$$

$$P_{sx} = \frac{1}{1+np} \left[npP_{so} - \frac{kE_s A_s}{e^{kl} + e^{-kl}} \left\{ \left(\Delta S - \frac{P_{so} e^{-kl}}{kE_s A_s} \right) e^{kx} - \left(\Delta S + \frac{P_{so} e^{kl}}{kE_s A_s} \right) e^{-kx} \right\} \right] \quad (4.22)$$

$$\tau_x = \frac{\alpha}{(e^{kl} + e^{-kl})} \left[\left(\Delta S - \frac{P_{so} e^{-kl}}{kE_s A_s} \right) e^{kx} + \left(\Delta S + \frac{P_{so} e^{kl}}{kE_s A_s} \right) e^{-kx} \right] \quad (4.23)$$

(4.21), (4.22), (4.23) 式において l は未知数であった。 l を与える条件は, 近似的に

$$x=l \text{ において } P_{sx} = \frac{np}{1+np} P_{so} \quad (4.24)$$

であるから, これを (4.22) 式に適用して次式から l を求める。

$$\Delta S (e^{kl} - e^{-kl}) - 2 P_{so} / k \cdot E_s A_s = 0 \quad (4.25)$$

なお, 弾性付着による各種の応力状態に対する理論解は福田の研究⁶⁾に詳述されているし, 本研究の主旨と直接の関係がないから詳述しない。

(2) 弾塑性付着

4.7図に示すように, 弾性域と塑性域の境界位置までの距離を材端より l_y とする。境界条件はそれぞれ次の様に与えられる。

$$\text{弾性域: } x=l \text{ において } S_x = \Delta S \quad (4.26)$$

$$x=l_y \text{ において } S_x = S_y \quad (4.27)$$

$$\text{塑性域: } x=l_y \text{ において } S_x = S_y \quad (4.28)$$

$$x=0 \text{ において } P_{sx} = P_{so} \quad (4.29)$$

(4.17) 式より弾性域に対する解は

$$S_x = \frac{\Delta S e^{-kly} - S_y e^{-kl}}{e^{kl} - e^{-kly} - e^{-kl} e^{kly}} e^{kx} + \frac{-\Delta S e^{kly} + S_y e^{kl}}{e^{kl} - e^{-kly} - e^{-kl} e^{kly}} e^{-kx} \quad (4.30)$$

$$P_{sx} = \frac{1}{1+np} \left[np P_{so} - \frac{k E_s A_s}{e^{kl} e^{-kly} - e^{-kl} e^{kly}} \{ (\triangle S e^{-kly} - S_y e^{-kl}) e^{kx} \right. \\ \left. + (\triangle S e^{kly} - S_y e^{kl}) e^{-kx} \} \right] \quad (4.31)$$

$$\tau_x = \frac{\alpha}{e^{kl} e^{-kly} - e^{-kl} e^{kly}} \{ (\triangle S e^{-kly} - S_y e^{-kl}) e^{kx} - (\triangle S e^{kly} - S_y e^{kl}) e^{-kx} \} \quad (4.32)$$

(4.19) 式より塑性域に対する解は

$$S_x = \frac{1}{2} \gamma x^2 - \frac{P_{so}}{E_s A_s} x + (S_y + \frac{P_{so}}{E_s A_s} l_y - \frac{1}{2} \gamma l_y^2) \quad (4.33)$$

$$P_{sx} = P_{so} - \phi \tau_y x \quad (4.34)$$

$$\tau_x = \tau_y \quad (4.35)$$

l の決定は (4.24) 式の場合と同様に

$$\triangle S e^{-kly} e^{kl} - 2 S_y + \triangle S e^{kly} e^{-kl} = 0 \quad (4.36)$$

l_y の大きさは (4.31) 式と (4.34) 式が $x = l_y$ で連続する条件から次式で与えられる。

$$\frac{P_{so}}{E_s A_s} = \gamma l_y - \frac{k}{e^{kl} e^{-kly} - e^{-kl} e^{kly}} \{ 2 \triangle S - S_y (e^{-kl} e^{kly} + e^{kl} e^{-kly}) \} \quad (4.37)$$

4.3.3 τ -S 曲線を非線型近似式で表わし、数値積分する方法—解法〔C〕—

3.5.2 で述べたように τ -S 曲線の非線型近似式として次のような型の式を採用する。

$$\tau_{x1} = e^{\frac{\log t_{x1}}{t_{x1}}} \quad (3.16)$$

$$\text{但し } \tau_{x1} = \frac{\tau_x}{\tau_{\max}}, \quad S_{x1} = \frac{S_x}{S_{\tau=\tau_{\max}}}, \quad t_{x1} = (e-1)S_{x1} + 1$$

(3.16) 式を用いると (2.9) 式は

$$\frac{d^2 t_{x1}}{dx^2} = \beta^2 \frac{\log t_{x1}}{t_{x1}} \quad (4.38)$$

となる。ここに

$$\beta^2 = \frac{1 + np}{E_s A_s} \cdot \phi \cdot \frac{\tau_{\max}}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \cdot e(e-1) \quad (4.39)$$

(4.38) 式を積分して

$$\frac{d t_{x1}}{dx} = -\sqrt{\beta^2 (\log t_{x1})^2 + C_1} \quad (4.40)$$

(4.40) 式で根の符号を負にとったのは、今考えている半無限体型付着で鉄筋の載荷端に原点をとると、 dS_x/dx は常に負であるからである。(4.40) 式の積分常数 C_1 は

$$\begin{aligned} C_1 &= \left(\frac{d t_{x1}}{dx} \right)^2 - \beta^2 (\log t_{x1})^2 \\ &= \left(\frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \right)^2 \left(\frac{d S_x}{dx} \right)^2 - \beta^2 \left[\log \left(\frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}} S_x + 1 \right) \right]^2 \end{aligned} \quad (4.41)$$

境界条件 (4.1) , (4.2) より

$$x \rightarrow \infty \text{ のとき } S_x = 0$$

$$\therefore \frac{d S_x}{dx} = - \left(\frac{P_{sx}}{E_s A_s} - \frac{P_{cx}}{E_c A_c} \right) = 0$$

となるから (4.41) から

$$C_1 = 0 \quad (4.42)$$

(4.40) 式より、 $x=0$ において $S_x = S_0$ なる条件より

$$\int_{t_{01}}^{t_{x1}} \frac{d t_{x1}}{\log t_{x1}} = -\beta x \quad (4.43)$$

こゝに

$$t_{01} = (e-1) \frac{S_0}{S_{\tau=\tau_{\max}}} + 1 \quad (4.44)$$

一方, $S_x = \Delta S$ となる定着完了点を座標原点に選べば, (4.43) 式は次の様に改められる。

$$\int_{\Delta t}^{t_{x1}} \frac{dt_{x1}}{\log t_{x1}} = \beta x \quad (4.45)$$

こゝに

$$\Delta t = (e-1) \frac{\Delta S}{S_{\tau=\tau_{\max}}} + 1 \quad (4.46)$$

(4.43) 式または (4.45) 式の左辺の積分は次の式で定義される Integral Logarithm $L(t)$ 曲線を数値積分によって求めておけば, 簡単に求めることが出来る。⁷⁾

$$L(t) = \int_0^t \frac{dt}{\log t} \quad (4.47)$$

$L(t)$ 曲線を 4.8 図に示す。(4.43) 式または (4.45) 式で t_{x1} の x について分布が求まれば, S_x , τ_x , P_{sx} 等の分布は容易に求めることが出来る。

(4.40) 式において, 左辺をかき改めると

$$\begin{aligned} \frac{dt_{x1}}{dt} &= \frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \frac{dS_x}{dx} = \frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \left(\frac{P_{cx}}{E_c A_c} - \frac{P_{sx}}{E_s A_s} \right) \\ &= \frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \left\{ \frac{P_{s0}}{E_c A_c} - \left(\frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{E_s A_s} \right) P_{sx} \right\} \end{aligned} \quad (4.48)$$

右辺は

$$-\beta \log t_{x1} = -\beta \log \left\{ (e-1) \frac{S_x}{S_{\tau=\tau_{\max}}} + 1 \right\} \quad (4.49)$$

(4.48), (4.49) 式より (4.40) は

$$S_x = \frac{S_{\tau=\tau_{\max}}}{e-1} \left[e^{\frac{\beta}{\phi \cdot \tau_{\max} \cdot e} \Delta P_{sx}} - 1 \right] \quad (4.50)$$

ここに ΔP_{sx} は次式で表わされる。

$$\Delta P_{sx} = P_{sx} - \frac{np}{1+np} P_{so} \quad (4.51)$$

$$\frac{S_{\tau=\tau_{\max}}}{e-1} = A \quad (4.52)$$

$$\frac{\phi \cdot \tau_{\max} \cdot e}{\beta} = K \quad (4.53)$$

とおけば Ratz 等の与えた (2.25) 式で $\delta=0$ とした場合に一致する。(4.50) 式を用いれば S_x より直接その位置での P_{sx} を求めることが出来る。

4.4 理論解と実験値の比較^{1) 2)}

4.4.1 異形鉄筋の場合

τ - S 関係を求めるために行ったコンクリート柱体の引張試験結果から、種々の大きさの鉄筋引張力 P_{so} に対して、 P_{sx} の分布、 S_x の分布、 τ_x の分布が求められている。この結果と 4.3 で述べた理論解との結果を比較して、各理論の特性を調べる。

比較の基準を明確にするために、次の条件で理論値を計算する。すなわち、実験時の特定の荷重階の P_{so} の大きさと同じ大きさの P_{so} を与えるような理論値を求める。比較のために選んだ供試体は D I b と D II a で、3.18 図に示した τ - S 実験曲線のうちで最も差異のある 2 つを選んでいる。4.9 図は 3.18 図から D I b と D II a に対する τ - S 曲線を取り出して比較したものである。4.9 図に示した D I b と D II a についての各々 3 通りの τ - S 曲線を用いて、3 通りの理論解を求め、実験結果と比較したのが、4.10 図 (a) (b) である。理論計算に必要な常数その他をまとめたのが 4.1 表である。

4.1表 理論計算時の仮定値（異形鉄筋の場合）

	項 目	D I b	D I a
(A)逐次積分法	区間距離 Δl cm	5	
	定着完了点滑り ΔS mm	0.001	
	$\tau-S$ 曲線	実 験 曲 線	
(B)弾塑性近似法	比例常数 α kg/cm ³	9.23×10^3	7.35×10^3
	降伏付着応力 τ_y kg/cm ²	63.8	56.2
	降伏点滑り S_y mm	69.3×10^{-3}	76.5×10^{-3}
(C)非線型近似法	最大付着応力 τ_{\max} kg/cm ²	62.5	71.0
	最大付着応力時の滑り $S_{\tau=\tau_{\max}}$ mm	0.28	0.40

4.10図の示す結果を説明と次の様な特性を知ることが出来る。

- (i) A, B, C法のいずれの理論曲線も実験曲線とよく一致している。
- (ii) $\tau-S$ 曲線の近似の程度から推定されるように, A法とC法による理論値は, B法によるものより良い結果を与え, A法とC法の理論値はいずれの場合もほとんど一致する。
- (iii) 完全弾塑性近似と云う極端な簡略化を行ったB法の結果でも, τ_x 分布の概要を表現することが出来るし, P_{sx} の分布では他の2法とほとんど等しい, 従って実験結果とよく一致した結果を得る。
- (iv) 以上に述べたような理論値と実験値の良い一致は, 或る供試体で求めた $\tau-S$ 曲線またはその近似曲線を, その供試体に適用した場合に得られる結果である。例えば同一種類の多数の供試体で得られた $\tau-S$ 曲線の平均曲線またはその平均曲線に対する近似曲線より理論値を求め, その結果と個々の実験値を比較すると云う方法をとれば, 一般に4.10図のような良い一致は得られない。これは3.18図において, 同一条件下の $\tau-S$ 曲線でも供試体個々によって相当のばらつきがあることから判る。しかし, この場合の不一致は理論の不備によるものではない。
- (v) いずれの理論解においても, 小さい P_{s0} を与えたときの分布曲線は大い P_{s0} の場合の分布曲線の定着完了側の一部分をx軸に並行移動したものになっている。
- (vi) 以上の結果より, 異形鉄筋の場合には任意の位置の付着応力はその位置における鉄筋とコンクリートの相対滑りのみの関数として表現出来ると云う仮説が成立することが証明された。従って本研究で提示した付着理論が成立つことが証明されたと考えてよからう。

4.4.2 丸鋼の場合

3.18図(d)に示した $\tau-S$ 関係を用いてPa供試体についての理論値と実験値の比較を行う。理論計算時の仮定値を4.2表に示す。

4.2表 理論計算時の仮定値 (丸鋼の場合)

	項 目	仮 定 値
[A] 逐次積分法	区間距離 Δl cm	5
	定着完了点滑り ΔS mm	0.001
	$\tau-S$ 曲線	実験曲線
	比例常数 α kg/cm ³	7.92×10^3
[B] 弾塑性近似法	降伏付着応力度 τ_y kg/cm ²	29.7
	降伏点滑り S_y mm	37.5×10^{-3}
[C] 非線型近似法	最大付着応力度 τ_{\max} kg/cm ²	33.0
	最大付着応力時の滑り $S_{\tau=\tau_{\max}}$ mm	0.26

4.11図はPa供試体における鉄筋引張力と付着応力の分布を示している。4.11図によると次の様な結果が得られる。

- (i) いずれの理論値も実験値と P_{s0} の小さい範囲では一致するが、 P_{s0} が大きくなると一致しなくなる。
- (ii) 三種類の理論値相互はよく一致している。
- (iii) 滑りが大きい範囲で理論値と実験値が一致しない根本原因は、すでに $\tau-S$ 曲線を決定するときにも言及したように、丸鋼の場合には τ は S のみの関数と考え難いことにある。
- (iv)すでに $\tau-S$ 曲線決定時にも判明したように丸鋼の場合には τ は S のみの関係ではなく、その位置での鉄筋応力にも影響される。その影響され方は、3.13図に示すように鉄筋応力が大きいほどポアソン比の影響で付着抵抗が劣化するように現れる。
- (v) 以上の結果より丸鋼の場合は、本研究で提示した付着理論を厳密には適用出来ないことが判る。但し、4.11図のような場合で鉄筋応力が全域にわたって小さい場合、引抜型付着のように鉄筋応力が一端では零でポアソン比の影響が鈍い場合には近似的に本理論を適用することが出来る。

4.4.3 τ -S関係とP-S関係

(4.5 0) 式で示されるように、半無限体型付着の場合には鉄筋引張力と滑りの間には

$$S_x = A \left(e^{\frac{1}{K} \Delta P_{sx}} - 1 \right) \quad (4.5 4)$$

と云う関係が成立する。ここに ΔP_{sx} , A , K はそれぞれ (4.5 1), (4.5 2), (4.5 3) 式で表わされる。(2.7) 式より $P_{co} = 0$ とおけば

$$\begin{aligned} \frac{d S_x}{d x} &= - \frac{(1+n p)}{E_s A_s} \left(P_{sx} - \frac{n p}{1+n p} P_{so} \right) \\ &= - \frac{(1+n p)}{E_s A_s} \Delta P_{sx} \end{aligned} \quad (4.5 5)$$

(4.5 5) 式に (4.5 4) を代入すれば

$$\frac{d S_x}{d x} = - \frac{(1+n p)}{E_s A_s} \cdot K \log \frac{S_x + A}{A} \quad (4.5 6)$$

S_x を t_{x1} に改め K , A を (4.5 2) 式 (4.5 3) 式で表わせば (4.5 6) 式は (4.4 3) 式に帰着する。従って τ -S 関係を基礎とする代りに、半無限体型付着の場合には (4.5 4) 式のような P-S 関係を基礎にしても同じ付着理論を与える。(4.5 4) 式を求めるためには例えば端断面での $P_{so}-S_o$ 関係を用いればよい。この手法はプレテンション型 PC 部材の定着長さの研究に適用して良い結果を得ている。⁵⁾ この方法によれば、本研究で τ -S 曲線の実験曲線を求めるために用いた埋込みゲージ等の配置は全く不要で、端断面での滑り S_o のみ測定すればよく、極めて簡便な方法である。

4.1 2 図, 4.1 3 図は異形鉄筋, 丸鋼供試体の端断面での P-S 関係を示したもので、図中の理論曲線は 4.4.1, 4.4.2 における τ -S 関係から求めた値である。異形鉄筋ではいずれの理論値でも実験値と良く一致すること、丸鋼では P_{so} が大きくなれば理論値と実験値は大きな差が出来ることは前節の結果と同様である。従って 4.1 2 図の $P_{so}-S_o$ 曲線を (4.5 4) 式の型に近似して A , K の係数を決めて、それを基準にして付着分を求めることも可能である。

ところが、4.9 図と 4.1 2 図とを対比して見ると、 τ -S 曲線の型が非常に異なっても、

$P_{so}-S_o$ 曲線はほとんど同じ曲線が得られること、すなわち、 $\tau-S$ 曲線型の $P-S$ 曲線に与える影響は極めて鈍感であることが判る。従って $P-S$ 曲線を基準とする方法は $P_{so}-S_o$ 曲線のわずかな差異が結果的に求められる $\tau-S$ 関係に大きな差を与えるので好ましい方法ではない。これはすでに 3.6 で論じたように $P_{so}-S_o$ 曲線から係数 A, K を求める段階で差異が介入するためである。

4.5 本章の総括

本章では才 2 章で述べた付着理論を才 3 章で求めた $\tau-S$ 関係を用いて実際の鉄筋コンクリート部材に応用する上での一般的事項を述べた。鉄筋コンクリート構造部材またはプレストレストコンクリート構造部材に現れる付着応力状態は、本章で分数整理した次の 3 つの基本型によって表現出来ることを示した。

半無限体型付着

引拔型付着

両引型付着

そして、これらの付着基本型の区別は付着理論において境界条件を如何に与えるかによって決まることを示した。

次に半無限体型付着を例にとりて、 $\tau-S$ 曲線を典型的な 3 つの型に置いた場合の付着理論解法を示した。この付着理論解を才 3 章で記述した $\tau-S$ 関係を求めるための太く長い柱体引張試験の条件に対して適用し、相対滑り、付着応力、鉄筋引張力の分布の理論値を求めた。これらの理論値と実験値を直接比較検討することによって次の様な結論を得た。

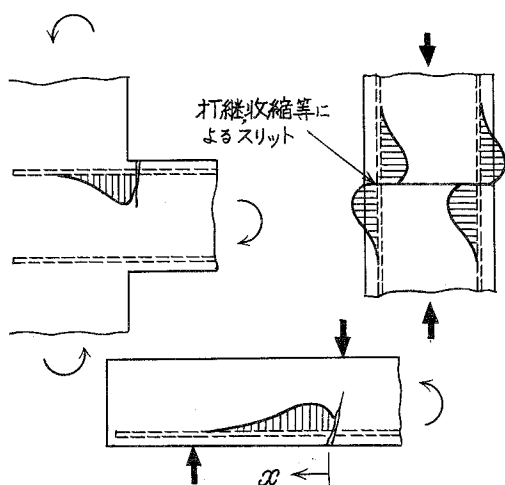
- (i) こゝに示した 3 つの理論解法のいずれもが半無限体型付着状態に対しては、良い近似度をもって適用できる。
- (ii) $\tau-S$ 曲線を非線型に近似する方法は 3 の方法のうちで、近似度、実用度の観点から考えて最も良い近似理論である。
- (iii) 才 3 章の $\tau-S$ 関係の決定の際にも示されたように、本研究の付着理論は異形鉄筋の場合には、実際の付着状態を極めて忠実に表現することが出来るが、丸鋼の付着状態に対しては適用出来ない場合が多い。
- (iv) 前項の結論は、異形鉄筋の場合にはある位置の付着応力はその位置での鉄筋とコンクリートの相対滑りのみの関数として与え得ることを示す。丸鋼の場合には相対滑りのみではなくその位置での鉄筋応力にも依存し、ボアソン効果による横ひずみの付着に与える影

響が大きいことを示している。

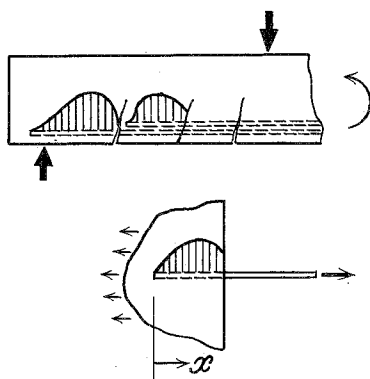
- (V) 半無限体型付着の場合には、 τ -S 関係を与えることは一義的に P-S 関係、すなわち、鉄筋引張力とその位置での相対滑りの関係を与えることを意味する。
- (VI) 半無限体型付着に対する付着理論は上記の結論にも拘らず P-S 関係に基づくよりも、 τ -S 関係を基準として行う方が正確な結果が得られ易い。

〔才 4 章参考文献〕

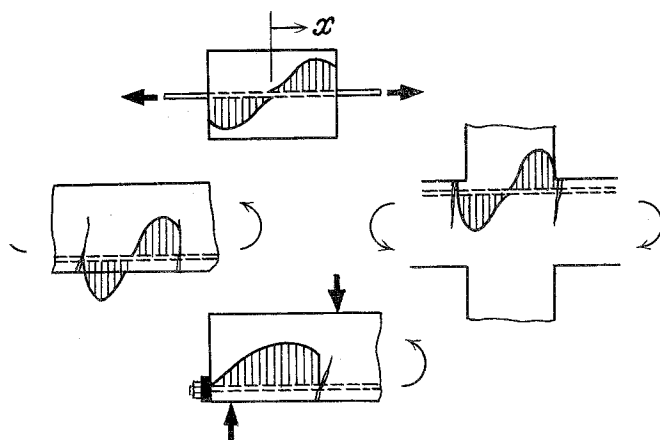
- 1) 六車熙, 森田司郎, 富田幸次郎; “鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (I. 付着応力分布について-その1)” 日本建築学会論文報告集 才 131号 昭42年1月
- 2) 六車熙, 森田司郎, 富田幸次郎; “鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (I. 付着応力分布について-その2)” 日本建築学会論文報告集 才 132号 昭42年2月
- 3) G. Rehm; “Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton H. 138, 1961
- 4) H. Rüsç u. G. Rehm; “Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstählen.” Deutscher Ausschuss für Stahlbeton H. 147. 1963.
- 5) 坂静雄, 六車熙, 森田司郎; “ストランドの定着時の付着効果に関する実験的研究” 材料試験, 才8巻, 才19号 昭和34年6月
- 6) 福田武雄; “軸方向力を受くる鉄筋コンクリート部材における応力の分布に関する二, 三の理論的問題について” 木土学会誌 才19巻 才3号, 昭和8年3月
- 7) E. H. Ratz, M. M. Holmjanski & V. M. Kolner; “The Transmission of Prestress to Concrete by Bond” Ⅲrd Congress of the FIP, Berlin 1958.



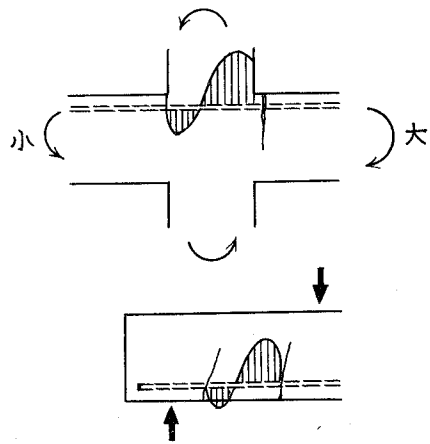
4・1 図 半無限体型付着応力状態の实例



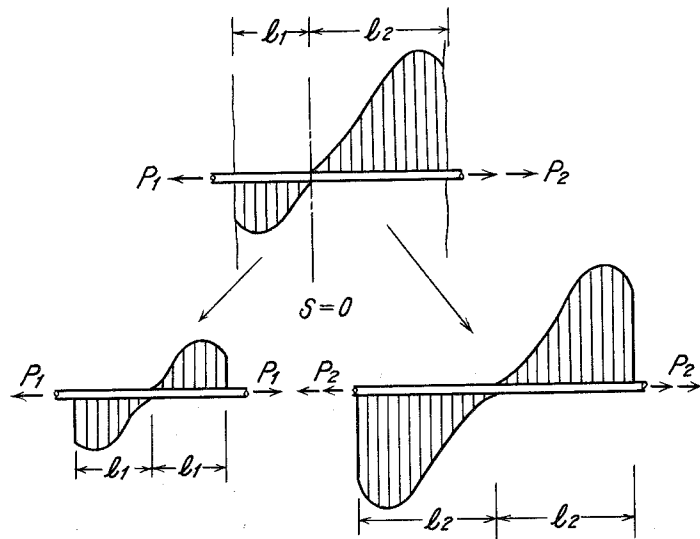
4・2 図 引拔型付着応力状態の实例



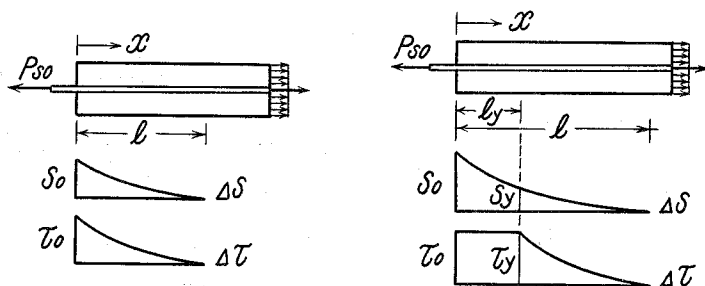
4・3 図 両引型付着応力状態の实例



4・4 図 複合型付着応力状態の実例

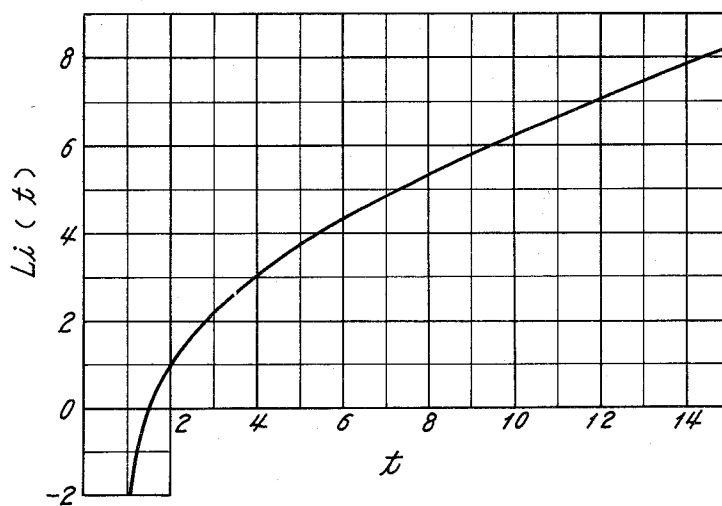


4・5 図 複合型の基本型への分解

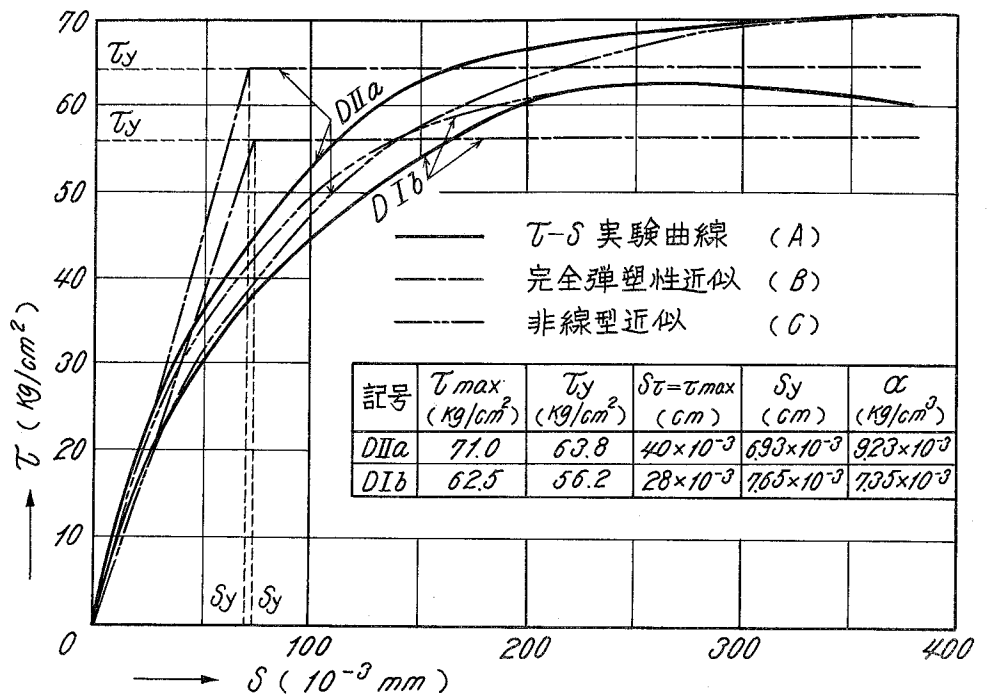


4・6 図 半無限体型付着の境界条件 (1)

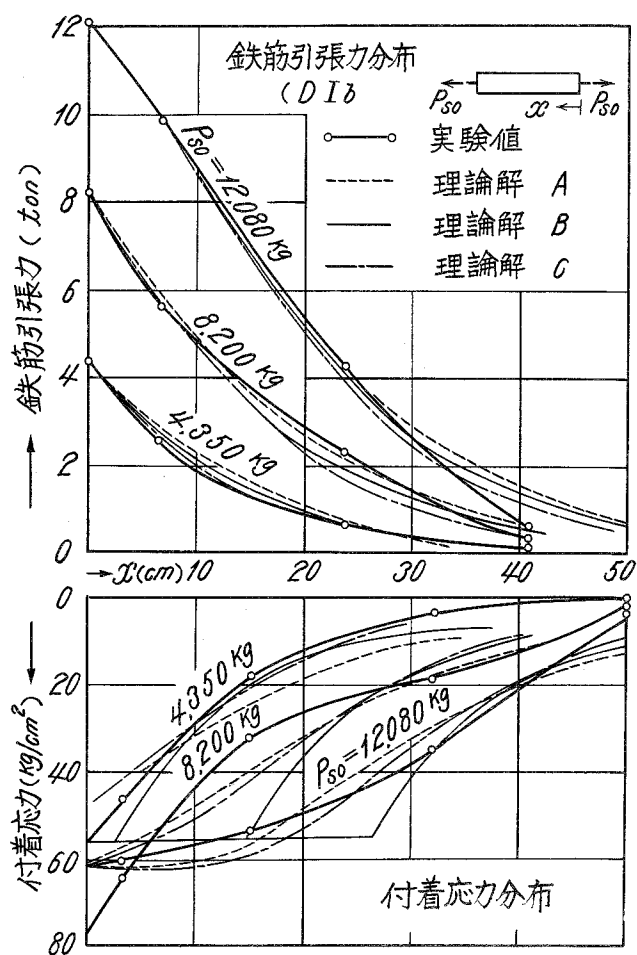
4・7 図 半無限体型付着の境界条件 (2)



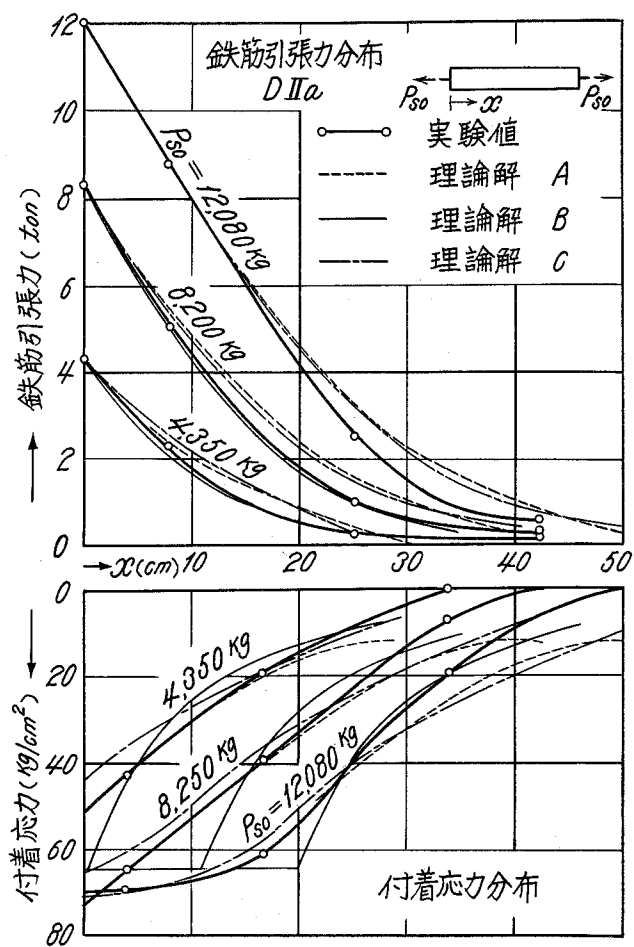
4・8 図 Integral Logarithm $Li(t)$ 曲線



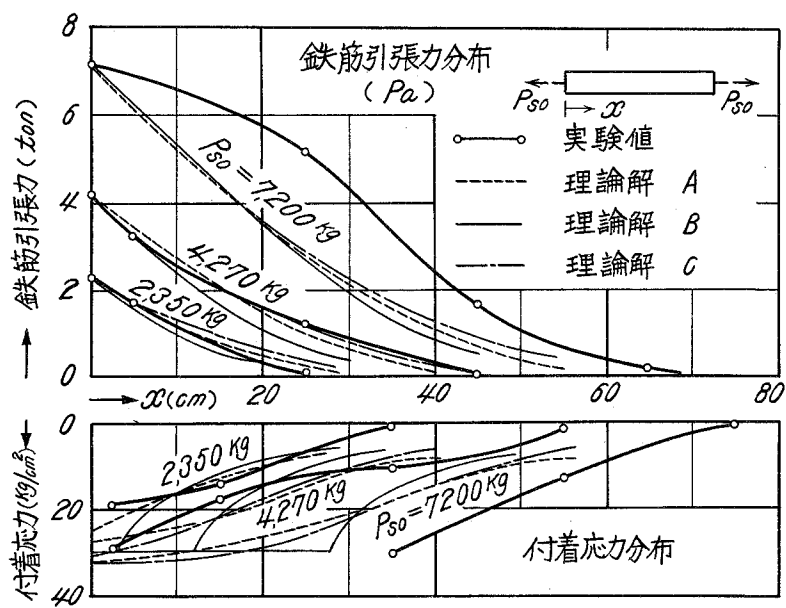
4・9 図 DIb, DIa 供試体の τ - δ 基本曲線



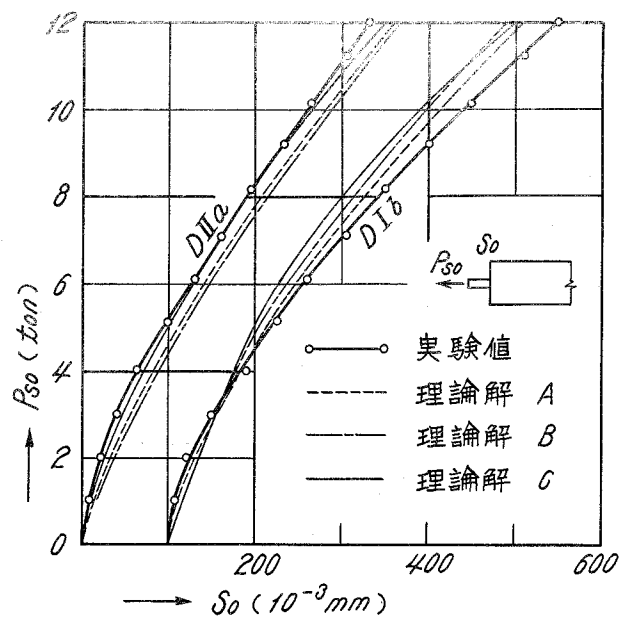
4・10 図 (a) 異形鉄筋供試体における応力分布の理論曲線と実験曲線の比較



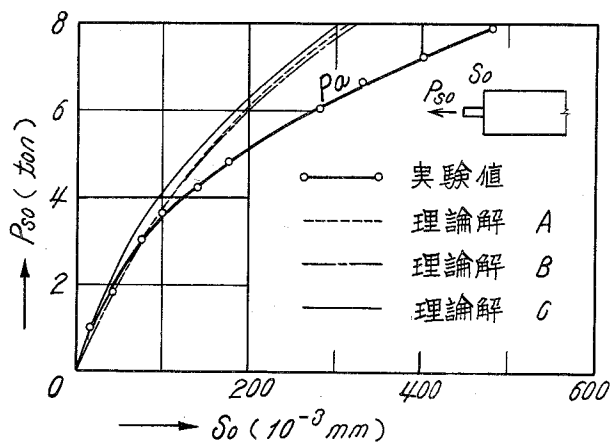
4・10 図 (b) 異形鉄筋供試体における応力分布の理論曲線と実験曲線の比較



4・11 図 丸鋼供試体における応力分布の理論曲線と実験曲線の比較



4・12 図 異形鉄筋供試体における鉄筋引張力—端部滑り関係の理論と実験の比較



4・13 図 丸鋼供試体における鉄筋引張力—端部滑り関係の理論と実験の比較

第 5 章 引 抜 型 付 着 の 特 性

5.1 概説

前章 4.2.2 において引拔型付着と云う一つの付着応力状態の典型を定義した。この典型的な状態は普通の引拔型付着試験 pull-out test の際に生じる応力状態である。即ち 5.1 図にその応力状態を示すように

- (i) 材長の全域において相対滑りが生じている。($S_x \neq 0$)
- (ii) 自由端 ($x=0$) において鉄筋引張力 P_{sx} およびコンクリートの軸方向力 P_{cx} が常に零である。
- (iii) 荷重端 ($x=L$) において鉄筋は引張力をうけ、コンクリートはその反力として大ききの等しい圧縮力をうける。
- (iv) 鉄筋はコンクリート断面の中心にある。

実際の構造物の中でこのような応力状態が忠実に再現されることは稀であろう。例えば荷重端でコンクリートが圧縮反力をうけるような状態ではなく、むしろ引張力をうけるか、または力をうけないかの状態の方が一般的である。そのような状態の模型としては 5.2 図のような状態が考えられる。この場合には先の引拔状態の定義のうちコンクリート応力に対するものは成立しない。そこで 5.3 図のようにコンクリート応力は力の釣合が成立っておればよいと云うように広義に定義して引拔型付着とする。

構造物の中で一般に定着部 Anchor と呼ばれる部分はこのような広義の引拔型付着状態になることを想定している部分である。従って鉄筋コンクリートの設計上最も一般的なしかも重要な付着状態であって、この状態についての諸性状を正しく理解することは極めて大切なことである。

定着設計上の資料を得る目的で、また異形鉄筋の付着性能を調べる目的でまず行われるのがいわゆる引拔試験である。一方、上述のように引拔試験時の応力状態は実際の構造物での定着部の応力状態とは厳密には異質であるから、引拔試験の結果をそのまま応用することは不適當である。しかし、引拔試験結果の全部が無意味なのではなく、引拔試験においても付着の重要な性質を知り得るのである。一面、引拔試験では誤った結論を導かれ易

い部分もある。このような含味は前章までで述べた付着理論を適用して、合理性の判断の基準を得てこそ、はじめて可能であって、単に実験結果の整理から帰着し得るものではない。

本章ではこのような観点から、まず著者の付着理論を典型的な引抜試験状態に対して適用し、理論的に求めた引抜試験時の諸特性を示す。次に内外で行われた多くの引抜試験の結果の中から、付着応力分布まで実際に測定した結果を選んで本理論値と比較検討することによって理論の妥当性を論じる。

以上の検討で妥当性が確認された範囲内で、理論の適用結果から求められる引抜型付着の諸性質について述べる。その特徴は付着と云うものを単に付着応力と云う力の大きさのみでなく、常に付着応力とそれに応じる変形（相対滑り）の関係から把握するところに存る。従って例えば載荷端または自由端滑り量を基準とした場合の付着強度の定義が確立し、それに及ぼす鉄筋径の影響、埋込み長さの影響などを明確に示すことが出来る。そして逐一実験結果と比較して理論結果の正しいことを確認している。

更に、純粹の引抜試験結果と 5.2 図のような広義の引抜型付着との差異を明確にするためにの実験的、理論的検討を行って、引抜試験結果の与える意味の限界を明確にする。

これらの検討に基づいて引抜試験結果を定着設計用資料として如何に利用すべきか、設計上の許容付着応力を定めるためには、如何なる配慮が必要であるか、引抜型付着性状を合理的に評価できるような試験法は如何にあるべきかと云う問題について検討を加える。¹⁾

5.2 付着理論の引抜型付着への応用

5.1 図に示した普通の引抜試験に対して付着理論を適用する、理論上の仮定事項はすでに前章までに用いたものを習踏する。すなわち、鉄筋もコンクリートも直応力に対して弾性とし、横ひずみの影響は無視し、コンクリートの直応力は横断面内で等分布すると仮定する。実際には横ひずみの影響は可成り存在し、²⁾ コンクリート直応力の等分布も厳密には満たされない。³⁾ しかし、それらの影響がどのように、どうしてどの程度現れるかは明確でないので、一応これらは無視して理論を簡素化する。

理論解を求めるに当っては τ - S 関係をどのように定めるかが問題であるが、こゝでは 3.5.2 で示した次式で表わされる非線型近似式を採用。この近似式の妥当性については、すでに 4 章で述べたところである。

$$\tau_{x1} = e \cdot \frac{\log [(e-1) S_{x1} + 1]}{(e-1) S_{x1} + 1} = e \cdot \frac{\log t_{x1}}{t_{x1}} \quad (5.1)$$

$$\text{ここに } \tau_{x1} = \tau_x / \tau_{\max} \quad (5.2)$$

$$S_{x1} = S_x / S_{\tau=\tau_{\max}} \quad (5.3)$$

$$t_{x1} = (e-1) S_{x1} + 1 \quad (5.4)$$

引抜試験に相応する境界条件は

$$x=0 \text{ において } S_x = S_0 \quad (5.5)$$

$$\text{〃} \quad P_{sx} = P_{s0} = 0 \quad (5.6)$$

$$\text{〃} \quad P_{cx} = P_{c0} = 0 \quad (5.7)$$

(5.5) 式において S_0 は任意に与えてよく, S_0 と材長 L を与えれば, それに対応する荷重 P_{SL} が求められる。(5.5), (5.6), (5.7) 式の条件で付着基礎微分方程式を解く手順となる。

$$\frac{d^2 t_{x1}}{dx^2} = \beta^2 \cdot \frac{\log t_{x1}}{t_{x1}} \quad (5.8)$$

$$\beta^2 = \frac{1 + np}{E_s A_s} \cdot \phi \cdot \frac{\tau_{\max}}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \cdot e(e-1) \quad (5.9)$$

(5.8) 式の解は

$$\int_{t_0}^{t_{x1}} \frac{dt_{x1}}{\sqrt{(\log t_{x1})^2 + C_1/\beta^2}} = \beta x \quad (5.10)$$

(5.10) 式では 5.1 図に示したように自由端を原点にとっているから $dt_{x1}/dx > 0$ なる解をとっている。

$$t_0 = \frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}} S_0 + 1 \quad (5.11)$$

とすると、

(4.4 1) 式より

$$C_1 = \left(\frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \right)^2 \left(\frac{P_{so}}{E_s A_s} - \frac{P_{co}}{E_c A_c} \right)^2 - \beta^2 (\log t_o)^2 \quad (5.12)$$

(5.6), (5.7) 式によって (5.12) 式の右辺第一項は零となり, この C_1 を (5.10) 式に代入すると, (5.10) 式の被積分関数は $t_{x1} = t_o$ すなわち自由端において不定となる。これを避けるために次のような工夫をする。自由端よりある微小長さ $\triangle L$ 入ったところの鉄筋引張力は近似的に次式で与えられる。

$$(P_{sx})_{x=\triangle L} = e \frac{\log t_o}{t_o} \cdot \tau_{\max} \cdot \phi \cdot \triangle L = - (P_{cx})_{x=\triangle L} \quad (5.13)$$

(5.10) 式の原点を改めて自由端より $\triangle L$ だけ入った点にとれば, (5.12) 式の P_{so}, P_{co} は (5.13) 式で求められる $(P_{sx})_{x=\triangle L}$ および $(P_{cx})_{x=\triangle L}$ で与えられるから, (5.12) 式の右辺第一項は消えない。このようにして任意の S_o に対して

(5.10) 式を区分積分すれば, 与えられた条件下の相対滑り S_x の分布, 従って付着応力 τ_x の分布, 鉄筋引張力 P_{sx} の分布を求めることが出来る。 $\triangle L$ の大きさは異形鉄筋のふしの 1 ピッチとすれば良く, $\triangle L$ のずれは簡単に補正することが出来る。

理論式としてはこれ以上は全然進展させられない。滑り分布を実際に求めようとすれば断面の性状, 付着の定数 τ_{\max} , $S_{\tau=\tau_{\max}}$ 等に具体的数字を仮定しなければならない。

そこで次のような具体例について数値計算を行う。15 cm \times 15 cm のコンクリート断面の中心に公称径 16 mm の鉄筋が通っている引抜供試体を想定し, 次の定数および 5.1 表, 5.2 表の境界条件に対して理論値を求める。

[断面性状]

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2, \quad A_c = 15 \times 15 - 2 = 223 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2100,000 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 300,000 \text{ kg/cm}^2$$

[付着特性]

$$\text{異形鉄筋 D16: } \tau_{\max} = 170 \text{ kg/cm}^2, S_{\tau=\tau_{\max}} = 0.6 \text{ mm}, \beta = 0.13 \text{ cm}^{-1}$$

$$\text{丸鋼 } \phi 16: \tau_{\max} = 48 \text{ kg/cm}^2, S_{\tau=\tau_{\max}} = 0.2 \text{ mm}, \beta = 0.119 \text{ cm}^{-1}$$

5.1表 理論計算時の境界条件 (D 16の場合)*

境界条件番号	S _o mm	P _{so} kg	C ₁
①	0.001	9	0.0877×10^{-4}
②	0.005	26	1.9131×10^{-4}
③	0.01	72	8.2356×10^{-4}
④	0.05	298	0.017616
⑤	0.10	503	0.062562
⑥	0.20	739	0.203658
⑦	0.40	912	0.580049
⑧	0.60	944	0.997500
⑨	1.00	896	1.82403
⑩	2.00	725	3.63175

* $x = \Delta L = 1.11 \text{ cm}$ における境界条件

5.2表 理論計算時の境界条件 ($\phi 16$ の場合)*

境界条件番号	S _o mm	P _{so} kg	C ₁
①	0.0003	3	0.0880×10^{-4}
②	0.0017	7	1.9159×10^{-4}
③	0.0033	20	8.2565×10^{-4}
④	0.0167	84	0.017652
⑤	0.0333	142	0.062664
⑥	0.0667	209	0.203879
⑦	0.1333	258	0.580383
⑧	0.2000	267	0.99786
⑨	0.3333	253	1.82435
⑩	0.6667	205	3.63196

* $x = \Delta L = 1.11 \text{ cm}$ における境界条件

D 16の条件に対し (5.10) 式を区分積分した結果を5.4図に示す。 $\phi 16$ とD 16

では同一番号の条件下の C_1 と β は殆んど等しいので5.4図は両者共通に用いても誤差は無視出来る程度である。5.4図より、 S_x の分布に変換したものを5.5図(a)(b)に示す。区積分時時の区間距離は被積分関数の t_{x1} に対する微係数の大きい t_0 付近では $\Delta t_{x1} = 0.001$ 、 t_0 より離れた位置では $\Delta t_{x1} = 0.1$ にとり、梯形近似により逐次計算した。5.6図は5.5図の結果から付着応力比 τ_{x1} の分布をD16の場合について求めたものであるが $\phi 16$ でもほとんど変わらない。さらに5.7図は鉄筋引張力の分布を示している。5.5図、5.6図、および5.7図ではすでに $x = \Delta L$ のずれの補正を行ってあるので図の $x = 0$ は自由端を正確に表わしている。5.5図と5.7図から任意の材長 L のときの鉄筋引張力 P_{SL} と載荷端滑り S_L の関係、および P_{SL} と自由端滑り S_0 の関係を読み取ることが出来る。一般に引抜試験結果は平均付着応力と滑りの関係で表現されるから P_{SL} から次式で平均付着応力を求める。

$$\tau_{av} = \frac{P_{SL}}{\phi \cdot L} \quad (5.14)$$

そして、 τ_{av} と S_L の関係、 τ_{av} と S_0 の関係を種々の L の大きさに対して示したのが5.8図である。5.8図で L を小さくして行った極限曲線が(5.1)式で示される曲線である。5.8図ではこれを鎖線で示してある。5.4図～5.8図の結果は以下の諸検討の基礎資料となる。

5.3 理論の妥当性の検討

5.3.1 付着応力等の分布に関する理論と実験の比較

前節の計算例で付着応力が相対滑りのみの関数として与えられるとした場合の付着応力状態が全て与えられた。これらの妥当性を検討するためには、付着応力等の分布についての実験結果と直接比較するのが良策であるが、著者はこれらの分布を直接求める実験を実施していないので直接比較は不可能である。引抜試験時の付着応力分布を直接測定した実験結果は内外で多く発表されている。^{4) 5) 6) 7) 8) 9) 10)} そこでこれらの既往の実験のうちで最もデータの完備しているD. Watsteinの実験結果⁴⁾と比較を試みる。しかし、前節の理論計算例を比較の対象とする限りは実験と理論において鉄筋径、最大付着応力 τ_{max} およびそれを与える相対滑り $S_{\tau=\tau_{max}}$ などの付着特性、コンクリートの寸法や品質等の条件が一致していないので定性的な比較にとどまるのはやむをえない。5.9図は波形ふし

の異形鉄筋を $\phi 15 \times 20$ シリンダーから引抜いたWasteinの実験結果である。5.9図(a)は相対滑りの分布であり5.5図との比較対象である。この滑り量の比較から判るように著者理論計算例の①～⑥の範囲の荷重階に相応する多数の荷重階での実験結果が示されている。5.9図(a), (b), (c)中の分布曲線に付された番号は著者の計算の境界条件番号とは無関係にWasteinの実験における荷重階を表わしている。5.9図(b)は付着応力の分布を示し5.6図の比較対象であり, 5.9図(c)は鉄筋引張力の分布を示し5.7図の比較対象である。それぞれを比較すると, 著者理論計算例の①～⑥の範囲で分布形がいずれの場合も良く一致していることが判る。

5.9図(d)は上記の引抜供試体の鉄筋の5ヶ所で独立に求めた τ -S曲線を示している。同図中の鎖線で示した τ -S曲線は $\tau_{\max} = 60 \text{ kg/cm}^2$, $S_{\tau=\tau_{\max}} = 0.6 \text{ mm}$ と仮定した場合の本理論で採用した(5.1)式で表わされる τ -S曲線を示している。少くとも図の範囲内すなわち $S < S_{\tau=\tau_{\max}}$ の範囲では(5.1)式の形を採用しても τ -S曲線として不適当とは云えない。5.9図(d)の τ -S曲線は3.1図に示した内の鉄筋Fにつての結果であるが曲線のちらばりは任意のちらばりと考えてよさそうである。但し載荷端もしくはその近傍では, 他の位置での一般的な τ -S曲線より τ の大きい特別の τ -S曲線を示すようである。これが引抜試験の一つの特性でもある。

5.9図(d)に示した τ -S曲線の平均曲線が, 同図中に鎖線で示した(5.1)式の曲線で表わされると仮定し, Wasteinの実験時の条件と同一の条件を与えて理論値を計算し, 5.9図に記入して理論と実験とを直接比較した。5.9図中の荷重階のうち③, ⑤, ⑦について S_x , τ_x , P_{sx} の分布を比較しているが, この結果から低い荷重階である③以外は理論と実験が定量的には比較的よく一致することが判る。③で両者が一致しないのは τ -S近似曲線が滑りの小さい範囲では実験値と余り一致していないことによることが(d)図に示されている。従って τ -S関係さえ実際と良く一致させれば本理論によって付着応力状態を正しく解析することが出来る。

5.3.2 平均付着応力-端部滑り曲線に関する理論と実験の比較

付着応力の分布を直接比較する以外に, 引抜試験時に容易に得られる測定値すなわち荷重または平均付着応力と載荷端または自由端滑りの関係で理論と実験を比較すると云う方法がある。オ3章で記述した τ -S関係を求めるために行った種々の埋め込み長さの引抜試験結果(3.14図, 3.15図)と5.7図に示した理論計算例とを比較する。この場合の諸要因の条件は理論と実験で同一である。この比較を示したのが5.10図(a)(b)で

ある。5.10図によって埋込み長さが変化した場合の $\tau_{av}-S_o$ 曲線と $\tau_{av}-S_L$ 曲線の相対的關係の推移が理論によってもよく表現されていることが判る。 $\tau_{av}-S_o$ 曲線または $\tau_{av}-S_L$ 曲線の形状自体は異形鉄筋の場合には余り合わない。この異形鉄筋の場合の不一致の傾向は5.9図(d)における実験曲線と(5.1)式の曲線の差異の傾向と全く同じであることが判る。すなわち、この場合の不一致は理論そのものに欠かんがあるのでなくて、 $\tau-S$ 曲線を(5.1)式の形に近似したところに原因があることが推定される。

3.16図に示した引抜試験における $\tau-S$ 曲線の実験曲線そのものを用いて逐次計算によって理論解を求めれば理論曲線と実験曲線は極めて良い一致を当然示す。

5.3.3 $\tau-S$ 近似曲線の適性

5.9図(d), 5.10図に見られたように(5.1)式で表わされる $\tau-S$ 曲線の形は一般に異形鉄筋に対しては全く適当とは云い難い。5.11図は(5.1)式の曲線と実験曲線の差の特徴を示したものである。すなわち、引抜試験では載荷端のコンクリートの変形が耐圧板によって拘束されるために、滑りが大きくなっても引抜抵抗は容易に低下しない(曲線A)。そこで5.2における計算例のようにもし滑りの大きい範囲で両曲線を合わせるように $\tau_{max}, S_{\tau=\tau_{max}}$ を決めれば曲線Bのようになって、滑りの小さい範囲で実験曲線を下廻り、滑り少ない範囲で実験値と良く一致するように $\tau_{max}, S_{\tau=\tau_{max}}$ を選べば、曲線Cのように滑りの大きい部分で実験値を下廻る。コンクリートのRing tensionによる鉄筋軸方向のひびわれとか、載荷端のコンクリートの漏斗状ひびわれのようなコンクリートの損傷があれば見かけ上 $\tau-S$ 曲線は急激に降下を来す。また、0.5mm程度以上の大きな滑りに対してコンクリートが少しも損傷を受けずに付着が健全な状態は横補強筋を充分備えた引抜試験以外には余りないので、大きい滑り領域での $\tau-S$ 曲線の意義は不明確となる。従って滑りの大きい範囲でのコンクリート損傷による付着応力低下を加味して、滑りの小さい範囲から大きい範囲までの広い滑り領域に対して $\tau-S$ 曲線を1つの曲線式で近似する場合は、(5.1)式の形は比較的適当であり、滑り量が0.1mm程度の小さい範囲のみでの検討には(5.1)式の形は余り適当とは云えない。

5.10図(b)において丸鋼に対しては(5.1)式を用いた理論値と実験値が極めて良く一致しているのは特異な現象である。才3章、才4章で見られるように丸鋼では $\tau-S$ 曲線の一義的な定義そのものが不可能であったので、本理論を厳密には適用出来ないと云う結論を得たのであるが、この場合には形式上の理論値と実験はよく一致している。これは半無限体型や両引型と違って引抜型付着の場合には自由端の鉄筋応力は、如何なる荷重

階でも常に零であるから、鉄筋の引張力による面積減少すなわち横ひずみの影響を受ける程度が全体として緩和されるのが一因と考えられる。また、丸鋼では τ_{\max} 以後は滑り増大に伴って付着応力が低下する傾向が(5.1)式でうまく表現出来ることも一因となっている。従ってこの場合の理論と実験の一致は引抜試験の場合にのみ見られる特別な例と考えられる。

5.4 引抜試験の特性

5.4.1 付着応力分布の特性

引抜試験の定義から明らかなように、本章で扱っている状態は、自由端で明らかな滑りを生じている状態のみであるから、外観上引抜形式の載荷であっても必ずしも本章の直接の対象とはならない。従って実際問題としては、引抜力 P_{SL} は鉄筋の降伏点以上にはなり得ないから、埋込み長さ L が余り大きくない場合に限られる。このような引拔型付着では半無限体型付着や両引型付着にくらべて5.12図で示されるような特徴をもっている。すなわち引拔型ではある荷重階で供試体内に生じる付着応力分布は5.12図(a)のように $\tau-S$ 曲線上の S_{o1} から S_{L1} まで、または S_{o2} から S_{L2} までのように狭い部分で表わされるのに対し、例えば両引型付着ではいずれの荷重階でも同図(b)に示すように $\tau-S$ 曲線の原点から S_L までの全体で表わされる。従って引抜試験時の付着応力分布は自由端滑りがある程度以上(5.6図では0.10mm以上)になれば付着応力分布は殆んど等分布に近いと考えてよい。この性質は5.9図に示したWatsteinの実験結果でも示されている。Watsteinの実験結果では5.9図(b)のように載荷端近くで付着応力が大きくなることを示しているが、他の多くの実験結果^{9) 8) 9) 10)}ではむしろ載荷端近くで付着応力が急激に低下するような傾向を示している。その一例を示したのが5.13図のAmstutzの実験結果であり⁸⁾、異形鉄筋の引抜試験の結果と考えてよい。このように実験的には載荷端近傍の付着応力状態が耐圧板の変形拘束などの影響で乱れるようである。この場合、耐圧板の孔の径と鉄筋径の相対的關係が重要な要素であると思われるが、応力状態の特異性は載荷端の近くのみに限定されるから、全体の付着抵抗(例えば平均付着応力度の大きさ)に及ぼす影響は少いと考えてよい。

今、理論計算で仮定した $\tau-S$ 曲線を5.12図のB曲線とし、実際の $\tau-S$ 曲線がA曲線であったとする。引抜試験時の荷重-載荷端滑り曲線の実験曲線と理論曲線を比較すると、低荷重時($S_L=S_{L1}$ 時)でも、高荷重時($S_L=S_{L2}$ 時)でも、両曲線は一致した

い。一方、両引試験では低荷重時には一致しなくても、高荷重時には $\tau-S$ 曲線の正負の差が相殺されて理論と実験が一致してくる。このように $\tau-S$ 曲線のわずかの差異が引拔型では直接的に実験結果に影響を与える特性があることを如実に示しているのが5.10図の結果である。

上で述べたように滑りが充分進行したときには引拔型付着応力の分布は殆んど等分布と考えてよいから、最大平均付着応力を与えるような荷重階では当然付着応力の分布は等分布と考えてよい。従って、通常引拔試験を行う範囲の埋込長さでは、埋込長さ L が変化しても最大平均付着応力度はほぼ一定である。5.14図は $\tau-S$ 曲線を求めるために才3章で行った引拔試験結果8.6表の個々の実験値を示したものである。5.14図中には本理論で求めた理論曲線も示してある。5.14図によって理論的にも実験的にも最大平均付着応力度が埋込長さ L に殆んど無関係に一定であることが判る。この性質は、マッシュなコンクリートに鉄筋を埋め込んだ場合でしかも、鉄筋の滑り出しによってコンクリートが割れ裂けたりするなどの損傷をうけない場合に有効な性質である。かぶり厚さが薄い場合には横補強筋があっても鉄筋に沿って割れ裂けるので、付着が有効に作用している長さが減少し、埋込長さの増大とともに最大平均付着応力が低下することが明らかにされている。¹¹⁾

また、載荷端滑りまたは自由端滑りがある一定値になったときの平均付着応力度で付着を評価すると、当然埋込長さに依存して付着応力の大きさが変化する。¹²⁾ この性質は後述する。

5.4.2 滑り量を基準とした付着強度に及ぼす鉄筋種類の影響

引拔試験結果を評価する場合に、自由端滑り S_0 。または載荷端滑り S_L がある基準値に達したときの平均付着応力度 τ_{av} で付着強さを表わすことが普通行われる。^{13) 14)} 5.15図は S_0 。または S_L が0.05, 0.1, 0.2, 0.4mmになったときの τ_{av} が埋め込み長さによって変化することを示す図であり、5.8図(a), (b)から求められる。

埋込長さの影響は後で採り上げるとして、丸鋼と異形鉄筋の間の差異について考える。丸鋼の場合は比較的小さい滑り量でも付着性能を有効に発揮する(τ_{av}/τ_{max} が大きい)のに対して、異形鉄筋の場合では充分の滑りを与えないと付着性能を発揮出来ないことを示している。そのため、滑り量の基準値を小さく選べば、異形鉄筋と丸鋼の差は少なくなり、基準値を大きく選ぶほど差は大きくなる。この性質はある特定の滑り量を基準とした付着強度だけでその鉄筋の付着能力を評価することが危険であることを示している。

5.4.3 滑り量を基準とした付着強度に及ぼす埋込長さの影響

すでに述べたように5.15図は S_o または S_L がある基準値になるときの τ_{av} が材長 L によってどのように変るかを示している。滑り量の基準値の大小に拘らず、また鉄筋種類に拘らず次のような特性があることが判る。自由端滑り量 S_o がある基準値に達するときの平均付着応力度 τ_{av} は埋込み長さ L が大きいほど大きくなり、載荷端滑り S_L がある基準値に達するときの平均付着応力度は逆に埋込長さが長い程小さくなる。自由端滑り S_o を基準として付着強さを評価すれば、載荷端滑り S_L を基準とする場合に比べて、付着応力の埋込み長さによって変動する性質が鈍感になる。特に S_o 基準値を0.2mm以上に選べば埋込み長さが増しても付着応力はほとんど一定値となり、しかも τ_{av}/τ_{max} の値は0.8以上となる。この性質は鉄筋種類が変わっても共通と考えられ、鉄筋の付着性能を引抜試験結果から評価する場合に重要な意味をもっている。

S_L が基準値に達するときの τ_{av} が L の増大に伴って急激に減少する傾向を更に詳しく調べたのが5.16図である。同図では $L=10$ cmの場合の τ_{av} を1とした場合の付着応力比で表現している。図中の実験値は後述する5.5の5.6表で記述する引抜試験〔A〕の実験結果の一部を用いたものである。この実験の鉄筋はD19であったにも拘らず理論曲線で予想される傾向と良く一致することを示し、この理論の妥当性を示す一つの実証をなしている。

このように載荷端滑りを基準として付着強さを定義すれば、付着強さは埋込長さが増大するほど減少する性質を示し、2.18図に示したMyIreaの論¹²⁾または2.19図に示したFergusonの実験結果と一致した性質であることが注目される。

5.4.4 滑り量を基準とした付着強度におよぼす鉄筋径の影響

$\tau-S$ 曲線が全く同じであっても鉄筋径が異ると当然付着応力分布が異ってくる。この影響を考察するために(5.10)式に(5.12)式を代入して滑り分布を与える式を示すと

$$\int_{t_o}^{t_{x1}} \frac{d t_{x1}}{\sqrt{(\log t_{x1})^2 + \left(\frac{e-1}{\beta \cdot S_{\tau=\tau_{max}}} \right)^2 \left(\frac{P_{so}}{E_s A_s} - \frac{P_{co}}{E_c A_c} \right)^2 - (\log t_o)^2}} = \beta x \quad (5.15)$$

$$\text{ここに } \beta^2 = \frac{1+np}{E_s A_s} \cdot \phi \cdot \frac{\tau_{max}}{S_{\tau=\tau_{max}}} \cdot e(e-1) \quad (5.16)$$

τ - S 曲線が同一であると仮定しているから τ_{\max} , $S_{\tau=\tau_{\max}}$ は鉄筋径に拘らず一定である。鉄筋径が D_1 と D_2 である大小2本の鉄筋をそれぞれ同じ断面のコンクリートに埋込んだとする。この断面の β の値をそれぞれ β_1, β_2 とすると,

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \sqrt{\frac{1+np_1}{1+np_2} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \frac{\phi_1}{\phi_2}}$$

$$= \sqrt{\frac{1+np_1}{1+np_2} \cdot \frac{D_2}{D_1}} \quad (5.17)$$

np の値は 1 に較べて小さいので (5.17) 式は簡単に

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \sqrt{\frac{D_2}{D_1}} \quad (5.18)$$

と考えてよい。

一方, (5.15) 式左辺の積分の内の分母において, オ2項はオ3項にくらべて一般に極めて小さい。これを示しているのが 5.3 表でこの表は 5.2 で示した計算例の条件に対するもので 5.1 表の計算過程を詳細に示したものである。5.3 表に示すようにオ2項はオ3項にくらべて極めて小さいから, (5.15) 式の左辺の被積分関数の値は t_{x1} が t_0 より少し離れればオ2項の影響は殆んど介入しなくなる。

5.3 表 付着理論式 (5.15) の積分常数の性質 ($D16$ の場合)

境界 条件 番号	S_0 mm	t_0	τ_{x10}	P_{so} kg	$\left(\frac{e-1}{\beta \cdot S_{\tau=\tau_{\max}}}\right)^2 \left(\frac{P_{so}}{E_s A_s} - \frac{P_{co}}{E_c A_c}\right)^2$	$(\log t_0)^2$ $\times 10^{-2}$	C_1 $\times 10^{-4}$
①	0.001	1.003	0.010	9	0.00227×10^{-4}	0.09	0.0877
②	0.005	1.014	0.028	26	$0.01897 \times "$	1.9321	1.9131
③	0.01	1.029	0.076	72	$0.14545 \times "$	8.3810	8.2356
④	0.05	1.143	0.316	298	$2.49168 \times "$	178.65	176.16
⑤	0.10	1.286	0.533	503	$7.09898 \times "$	632.72	625.62
⑥	0.20	1.573	0.783	739	$15.3232 \times "$	2051.91	2036.58
⑦	0.40	2.145	0.967	912	$23.3372 \times "$	5823.83	5800.49
⑧	0.60	2.718	1.000	944	$25.0037 \times "$	10000.00	9975.00
⑨	1.00	3.863	0.950	896	$22.5256 \times "$	18262.80	18240.30
⑩	2.00	6.727	0.768	725	$14.7481 \times "$	36332.20	36317.50

更にD16に対する場合とD25に対する場合について、同条件に対する積分常数を比較したのが5.4表である。5.4表によって鉄筋径の積分常数に与える影響は極めて鈍感で、その影響を無視出来ることを示している。

5.4表 積分常数に及ぼす鉄筋径の影響

境界条件番号	S ₀ mm	P _{s0} kg*		$\left(\frac{e-1}{\beta \cdot S_{\tau=\tau_{\max}}}\right)^2 \left(\frac{P_{s0}}{E_s A_s} - \frac{P_{c0}}{E_c A_c}\right)^2$		C ₁	
		D16	D25	D16	D25	D16	D25
③	0.01	72	183	0.14545×10 ⁻⁴	0.2099 ×10 ⁻⁴	8.2356 ×10 ⁻⁴	8.1711 ×10 ⁻⁴
④	0.05	298	761	2.49168×10 ⁻⁴	3.6282 ×10 ⁻⁴	176.16 ×10 ⁻⁴	174.97 ×10 ⁻⁴
⑥	0.20	739	1885	15.3232×10 ⁻⁴	22.2780×10 ⁻⁴	2036.58 ×10 ⁻⁴	2029.63 ×10 ⁻⁴
⑧	0.60	944	2407	25.0037×10 ⁻⁴	36.3250×10 ⁻⁴	9975.00 ×10 ⁻⁴	9963.68 ×10 ⁻⁴
⑨	1.00	896	2287	22.5256×10 ⁻⁴	32.7940×10 ⁻⁴	18262.80×10 ⁻⁴	18230.00×10 ⁻⁴

* D16の場合は△L=1.11 cm， D25の場合は△L=1.77 cmとして計算

従って(5.15)式の左辺の積分は鉄筋径が変化してもほとんどその影響を受けず、 t_{x1} のみの関数となる。また、同じ理由で τ_{\max} 、 $S_{\tau=\tau_{\max}}$ の付着特性が変化してもその影響は少い。これより5.4図に示した t_{x1} の関数形は、鉄筋径に拘らず、付着特性に拘らず引抜型付着に対して共通に応用することが出来る。

(5.15)式右辺にはxの係数として β があるから、鉄筋径の影響は結局次の様に現れる。5.17図に示すように同一の自由端滑りS₀から出発して、ある滑り量S_Lに達するまでに要する材長Lは、付着特性が等しい鉄筋では鉄筋径の平方根に比例する。換言すれば、D₁の径の鉄筋を埋め込み長さLで引抜試験して自由端滑りがS₀に達したときの付着応力の分布形は、同じ付着特性を有するD₂の径の鉄筋を埋め込み長さ $\sqrt{D_2/D_1} \cdot L$ で引抜試験をして、自由端滑りが同じS₀に達したときの分布形に等しい。この性質は同じデフォーメーションを持つ種々の径の異形鉄筋の付着性能を比較するとき重要な意味をもつ。

上述の性質を利用すれば5.4図から出発しなくても5.5図及び5.7図を利用して任意の鉄筋径を任意の埋め込み長さで引抜試験を行った場合の $\tau_{av}-S_0$ 曲線または $\tau_{av}-S_L$ 曲線を求めることが出来る。

例として、D 40を $L=15\text{ cm}$ で引抜試験したときの $\tau_{av}-S_0$ 曲線、 $\tau_{av}-S_L$ 曲線を求める。

D 40の場合の β を β_{40} とすると

$$\frac{\beta_{40}}{\beta_{16}} = \sqrt{\frac{16}{40}} = 0.6325$$

同じ S_0 の下で、D 40、 $L_{40}=15$ の場合と同じ S_L に達するD 16の材長 L_{16} は

$$L_{16} = \sqrt{\frac{16}{40}} L_{40} = 0.6325 \times 15 = 9.49\text{ cm}$$

従って5.5図において $x=9.49\text{ cm}$ における S_x の値が各条件下のD 40の場合の $L=15\text{ cm}$ における S_L を与える。5.7図において $x=9.49\text{ cm}$ における P_x の値を読みとり P_{16} とする。D 40、 $L=15\text{ cm}$ の場合の P_L を P_{40} とすれば

$$P_{40} = P_{16} \times \frac{\phi_{40}}{\phi_{16}} \times \frac{L_{40}}{L_{16}} = \left(\frac{40}{16}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot P_{16}$$

として与えられ、これから $\tau_{av}-S_0$ 、 $\tau_{av}-S_L$ 曲線は容易に得られる。

5.18図 (a) は付着特性の等しい (τ_{max} 、 $S_{\tau=\tau_{max}}$ のそれぞれ等しい) 種々の径の鉄筋をそれぞれの径の7倍の埋込長さで引抜試験を行った場合の付着応力と端部滑りの関係を示したものである。5.18図 (b) は種々の径の鉄筋を径に拘らず一定長さ $L=15\text{ cm}$ で試験した場合のものである。(a)と(b)を比較すると鉄筋径の影響が丁度逆になっていることが判る。もし埋込長さを鉄筋径の平方根に比例した長さにすれば、鉄筋径に無関係に同一の曲線が得られる。この特性の理解を容易にするために滑り量を基準とする付着強度に与える鉄筋径の変化の影響をD 16の付着強度に対する比で示したのが5.19図である。 $L=15\text{ cm}$ 均一として S_L が基準値に達するときの平均付着応力度 (載荷端滑りを基準としたときの付着強度) は鉄筋径が大きくなるほど大きくなり、自由端滑り S_0 を基準とする付着強度は鉄筋径の増大に伴って減少する。しかし S_0 基準の場合は鉄筋径の影響は鈍い。 $L=7D$ とすれば鉄筋径の影響は上記と逆になる。

上述の鉄筋径の影響特性によれば、径の異なる鉄筋の付着試験では、その埋込み長さを鉄筋径の平方根に比例して選ぶのが合理的であることを示す。また、例えば一定の埋込み長さで大小2種の鉄筋径の試験を行い、自由端滑りを基準として付着強度

を比較した場合に、鉄筋径の太い方が付着強度が小さい結果が得られたとしても、太径の方が付着性能が劣ると結論することが危険であることを示している。

付着の標準試験法として引抜試験を採用し、しかも埋込み長さを鉄筋径に比例して与えると言う方法が提案されているが、^{15) 16) 17)}このような埋め込み長さの決め方は不合理と云える。

5.4.5 滑り量を基準とした付着強度におよぼす付着特性値の影響

5.4.4で述べたように(5.15)式の左辺は τ_{\max} 、 $S_{\tau=\tau_{\max}}$ の影響をほとんど受けないから、鉄筋径の影響と同様に τ_{\max} 、 $S_{\tau=\tau_{\max}}$ の影響は右辺の係数 β によって表現されると近似出来る。

いま、他の条件が同じで τ_{\max} のみが異なる2種の鉄筋を比較する。各々の τ_{\max} を $\tau_{\max 1}$ 、 $\tau_{\max 2}$ とすると

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} \doteq \sqrt{\frac{\tau_{\max 1}}{\tau_{\max 2}}} \quad (5.19)$$

となるから、同じ S_0 の場合に同じ S_L を与える長さ L_1 と L_2 の比は

$$L_1/L_2 = \beta_2/\beta_1 = \sqrt{\tau_{\max 2}/\tau_{\max 1}} \quad (5.20)$$

従って τ_{\max} のみの異なる鉄筋を同じ材長で引抜試験すれば、自由端滑りを基準とした付着強度の比は、 τ_{\max} の比より大きくなり、載荷端滑りを基準とした付着強度の比は τ_{\max} の比より小さくなる。本章の計算例に示したD16と τ_{\max} がその1/2であるD16を $L=15\text{ cm}$ で引抜試験をした場合の見かけの付着強度比を示したのが5.20図である。5.20図によれば、基準滑り量を小さくすれば、見かけの付着強度は最大付着応力の比を正しく反映しないことが判る。この傾向は材長 L が大ききほど強く現われ、材長を短くすれば、基準滑り量の大小に拘らず τ_{\max} の比と同じ比の付着強度が得られる。

$S_{\tau=\tau_{\max}}$ の影響は上記の τ_{\max} の影響と逆に

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} \doteq \sqrt{\frac{S_{\tau=\tau_{\max 2}}}{S_{\tau=\tau_{\max 1}}}} \quad (5.21)$$

となるからその影響は鉄筋径の場合と全く同様である。従って、5.19図の横軸を $S_{\tau=\tau_{\max}}$ 軸に置き変えて考えた場合と同様の傾向を示す。このように鉄筋径、鉄筋種類、付着特性値 τ_{\max} 、 $S_{\tau=\tau_{\max}}$ の異なる鉄筋間の付着性能を厳密な意味で比較評価するのは極めて

難しい問題であることが判る。

5.5 引抜試験法の類型

5.5.1 フランス式引抜試験法

本章で述べて来た引抜試験法は5.1図のように鉄筋の引抜力の反力を載荷端のコンクリートで受けるため、コンクリートは圧縮応力をうけた。このような応力状態は実際の構造物での鉄筋定着部には一般に現れないので、従来から引抜試験で付着を評価することに対する反省があった。¹⁷⁾

引抜試験と構造物中での鉄筋定着部の応力状態の相異の主要な点は、まず周囲のコンクリートの鉄筋方向の応力が引抜試験では圧縮であるのに対して、構造物の鉄筋定着部では引張応力の場合が一般的である点である。次の相違点は引抜側端面の平面外変形を引抜試験では反力板の剛性によって阻止するのに対し、構造物中ではそのような変形拘束がない点にある。このような相違が付着応力状態にどのような影響を与えるかを明らかにすることは重要な要求である。

構造物中の鉄筋定着部の応力状態を再現させた典型として5.2 1図のような試験法（B型）を考える。このB型は種々考案されている試験法¹⁶⁾のうちで、構造物のマッシュパコンクリート部分に鉄筋を定着した場合の状態を最もよく再現していると云える。この形式の試験法はフランスでは規格試験法として採用されているので、¹⁸⁾ この方法をフランス法とよんでいる。¹⁶⁾

フランス法に対して付着理論を適用すると、この場合の境界条件は自由端からの距離を x とすれば

$$x=0 \text{ において } P_{sx} = 0 \quad (5.22)$$

$$\text{〃} \quad P_{cx} = P_{co} = P_{SL} \quad (5.23)$$

滑りとひずみの関係は

$$\frac{dS_x}{dx} = \frac{P_{sx}}{E_s A_s} - \frac{P_{cx}}{E_s A_s} \quad (5.24)$$

となる。(5.22)，(5.23)式を考慮すると自由端に極く近い位置では $dS_x/dx < 0$ となり、滑り分布を与える(5.10)式は $dS_x/dx > 0$ なるときの解であるから、

厳密には本理論では追跡出来ない複雑な応力状態を示す。しかし、自由端より少し離れれば $dS_x/dx > 0$ となるから、このような範囲の任意の点における境界条件から先発して後、このずれを補正すると言う便法が可能である。フランス法に対して、あらかじめ材長 L を与え、その材長の下で任意の S_0 を与える P_{SL} をあらかじめ知って、境界条件 (5.23) 式として与えることは困難であるから、(5.10) 式の解法が普通の引抜試験法の場合ほど容易ではない。一般的には、まず任意に与えた S_0 に対して P_{c0} を仮定し (5.10) 式の左辺の積分を行い、それより $x=L$ における鉄筋引張力 P_{SL} を求め、 $P_{c0} = P_{SL}$ となれば解を与えるが、もし仮定した P_{c0} と異なれば、改めて P_{c0} を仮定して最初から計算をやり直し $P_{SL} = P_{c0}$ となるまで返復すると云う繰り返し計算が必要となる。便法としては次の手段がある。まず P_{c0} を任意に与えて (5.10) 式より P_{sx} の分布を求め $P_{sx} = P_{c0}$ となる x の値をこの時の L とする。

5.22図に示したB型に対する分布は $S_0 = 0.05 \text{ mm}$ $P_{c0} = P_{SL} = 5416 \text{ kg}$ に対する解であって、これを満足する材長 L は 15.1 cm である。この場合A型と違って、 $L = 10 \text{ cm}$ の場合の S_x , P_{sx} の分布は $L = 15.1 \text{ cm}$ 中の自由端から 10 cm までの部分の分布とは一致しない。

5.22図によるとA型とB型では、 S_x , P_{sx} の分布は大きな差異がないことを示している。しかし、同じ自由端滑りに対する平均付着応力度はB型よりA型の方が大きいこと、同じ載荷端滑りに対する平均付着応力はA型よりB型の方が大きいことを意味している。

5.5.2 実験によるA型とB型の比較

5.24図に示したA型とB型の2種類の供試体を同時に製作して比較試験を行った。実験時の変動要因は5.5表に示す通りである。コンクリート断面はいずれの場合も 15 cm

5.5表 A型B型比較実験の変動要因

項 目	変 化 の 内 容
鉄 筋	D19 (波形異形鉄筋SD40) $\phi 19$ (丸鋼SR30)
埋込長さL	10 cm, 17.5 cm, 25 cm, 35 cm
載荷形式	A型 (普通引抜) B型 (フランス式)

$\times 15 \text{ cm}$ で $\phi 6$ 鉄筋を用いた巻き外径 15 cm , ピッチ 3 cm のスパイラル筋で横補強してある。B型の場合の軸方向補強筋は4-D13である。コンクリートは $w/c = 53$ % 配合比 $1:2.4:2.4$ であり試験時材令 (28日) における圧縮強度は 358 kg/

5.6表 引抜試験（A型）とフランス式試験（B型）の比較

鉄筋	埋込長さ cm	試験法	載荷端滑りを基準とした付着強度 kg/cm ²				最大付着強度
			S _L =0.02mm	S _L =0.05mm	S _L =0.1mm	S _L =0.2mm	
D19	35	A	—	176 { 180 (1.00) * 183 { 0.33 **	262 { 273 (1.00) 283 { 0.38	425 { 438 (1.00) 450 { 0.53	Y*** Y
		B	—	195 { 195 { 199 (1.1) 202 { 0.35 207 {	307 { 307 { 316 (1.16) 320 { 0.43 330 {	468 { 487 { 505 (1.15) 530 { 0.59 536 {	Y Y Y Y
				235 { 235 (1.00) 235 { 0.43	370 { 375 (1.00) 380 { 0.53	582 { 590 (1.00) 598 { 0.71	Y Y
				225 { 240 { 267 (1.14) 250 { 0.46 272 {	385 { 390 { 396 (1.06) 400 { 0.54 410 {	622 { 632 { 652 (1.1) 648 { 0.76 708 {	Y Y Y Y
	25	A	—	325 { 325 (1.00) 325 { 0.60	420 { 453 (1.00) 485 { 0.64	548 { 583 (1.00) 617 { 0.70	1070 { 1140 (1.00) 1210 { 0.89
		B	—	388 { 420 { 418 (1.29) 433 { 0.73 433 {	675 { 600 { 646 (1.42) 635 { 0.88 675 {	823 { 860 { 851 (1.46) 860 { 0.99 860 {	612 { — { 885 (0.78) 857 { 0.92 — {
				530 { 542 (1.00) 553 { 1.00	702 { 712 (1.00) 722 { 1.00	825 { 834 (1.00) 843 { 1.00	1365 { 1290 (1.00) 1215 { 1.00
				505 { 598 { 576 (1.06) 600 { 1.00 630 {	638 { 710 { 732 (1.03) 780 { 1.00 803 {	780 { 830 { 858 (1.03) 905 { 1.00 915 {	990 { — { 966 (0.75) 942 { 1.00 — {
	17.5	A	—	75 { 80 (1.00) * 85 { 0.48 **	113 { 115 (1.00) 117 { 0.56	161 { 162 (1.00) 163 {	212 { 191 (1.00) 169 { 0.83
		B	—	90 { 90 { 91 (1.14) 90 { 0.35 95 {	128 { 131 { 132 (1.15) 134 { 0.49 136 {	186 { 192 { 194 { 200 {	312 { — { 325 (1.70) 337 { 1.19 — {
				104 { 111 (1.00) 117 { 0.67	130 { 142 (1.00) 153 { 0.70	131 { 144 (1.00) 157 {	132 { 145 (1.00) 158 { 0.63
				95 { 120 { 122 (1.10) 126 { 0.48 148 {	152 { 169 { 178 (1.25) 190 { 0.66 203 {	196 { 200 { 208 { — {	200 { — { 204 (1.41) 208 { 0.75 — {
φ19	35	A	—	116 { 136 (1.00) 145 { 0.82	148 { 149 (1.00) 150 { 0.73	136 { 143 (1.00) 150 {	148 { 151 (1.00) 153 { 0.66
		B	—	128 { 144 { 144 (1.06) 155 { 0.56 152 {	178 { 206 { 212 (1.42) 230 { 0.79 234 {	212 { 290 { 297 { — {	218 { — { 265 (1.76) 311 { 0.97 — {
				204 { 165 (1.00) 126 { 1.00	140 { 204 (1.00) 267 { 1.00	— —	154 { 229 (1.00) 303 { 1.00
				238 { 226 { 257 (1.56) 257 { 1.00 308 {	236 { 302 { 269 (1.32) — { 1.00 — {	— — —	235 { — { 273 (1.19) — { 1.00 310 {
	25	A	—	104 { 111 (1.00) 117 { 0.67	130 { 142 (1.00) 153 { 0.70	131 { 144 (1.00) 157 {	132 { 145 (1.00) 158 { 0.63
		B	—	95 { 120 { 122 (1.10) 126 { 0.48 148 {	152 { 169 { 178 (1.25) 190 { 0.66 203 {	196 { 200 { 208 { — {	200 { — { 204 (1.41) 208 { 0.75 — {
				116 { 136 (1.00) 145 { 0.82	148 { 149 (1.00) 150 { 0.73	136 { 143 (1.00) 150 {	148 { 151 (1.00) 153 { 0.66
				128 { 144 { 144 (1.06) 155 { 0.56 152 {	178 { 206 { 212 (1.42) 230 { 0.79 234 {	212 { 290 { 297 { — {	218 { — { 265 (1.76) 311 { 0.97 — {
	17.5	A	—	204 { 165 (1.00) 126 { 1.00	140 { 204 (1.00) 267 { 1.00	— —	154 { 229 (1.00) 303 { 1.00
		B	—	238 { 226 { 257 (1.56) 257 { 1.00 308 {	236 { 302 { 269 (1.32) — { 1.00 — {	— — —	235 { — { 273 (1.19) — { 1.00 310 {
				116 { 136 (1.00) 145 { 0.82	148 { 149 (1.00) 150 { 0.73	136 { 143 (1.00) 150 {	148 { 151 (1.00) 153 { 0.66
				128 { 144 { 144 (1.06) 155 { 0.56 152 {	178 { 206 { 212 (1.42) 230 { 0.79 234 {	212 { 290 { 297 { — {	218 { — { 265 (1.76) 311 { 0.97 — {
	10	A	—	204 { 165 (1.00) 126 { 1.00	140 { 204 (1.00) 267 { 1.00	— —	154 { 229 (1.00) 303 { 1.00
		B	—	238 { 226 { 257 (1.56) 257 { 1.00 308 {	236 { 302 { 269 (1.32) — { 1.00 — {	— — —	235 { — { 273 (1.19) — { 1.00 310 {

* この位置（平均付着強度の右側）にある（ ）の中の数字は同一鉄筋，同一埋込み長さのA型とB型の比を示す。

** この位置（平均付着強度の下側）にある（ ）の中の数字は同一鉄筋同一試験法で各Lの時の付着強度のL=10cmの値に対する比を示す。

*** 鉄筋が降伏して付着破壊しなかったことを示す。

cm^2 引張強度は 31.8 kg/cm^2 であった。コンクリートの打設はいずれの場合も横打で、2層に分けてバイブレーターで締め固めた。材令3日で脱枠後28日迄 21°C の水中養生を行った。従って供試体の種類は載荷形式 $2 \times$ 鉄筋種類 $2 \times$ 埋め込み長さ $4 = 16$ 種類があり、同種の供試体を2個ずつ製作したから、同じ条件に対し、荷重-載荷端滑り曲線がA型については2本、B型については4本得られる。なお、B型では自由端滑りが測定出来ない。

同種の供試体について平均した $\tau_{av} - S_L$ 実験曲線を示すと5.23図、5.24図を得る。5.23図、5.24図より S_L が 0.025 、 0.05 、 0.10 のときの平均付着応力度および最大平均付着応力度を求めたのが5.6表である。

5.6表において、ある S_L に対する平均付着応力度が埋込み長さの増大に伴って減少する特性をD19-A型の場合についてすでに5.16図に示したが、D19-B型でも、更に、 $\phi 19$ についても同じ特性を見出せる。

5.6表には他の条件が同じの場合のA型とB型の比が示してある。どの条件においてもB型の方がA型より大きい値を与えることが判るが、これは5.25図に示した理論的検討で予想される性質と一致している。特にD19の場合には $L = 17.5 \text{ cm}$ の場合を例外としてA型とB型の比がいずれの場合も $1.03 \sim 1.16$ の範囲にあることに注目すれば、比較的供試体製作および実験技術の複雑なB型によらなくてもA型すなわち、普通の引抜試験でも充分付着性能を評価することが出来ることが判る。 $\phi 19$ の場合は概してD19の場合より以上にA型よりB型の方が大きい付着応力を与えることを示している。

最大平均付着応力度はD19の場合はA型よりB型の方が小さくなる。これはB型では5.25図のように載荷端で鉄筋周囲のコンクリートが漏斗状にひびわれが生じ、この部分の付着が損われるためである。 $\phi 19$ の場合には最大付着応力もA型よりB型の方が大きくなる。これは異形鉄筋と丸鋼とでは付着のメカニズムが大変異質であることを物語っている。

5.6 引抜試験法の意義

5.6.1 鉄筋の付着性能試験法としての引抜試験法

異形鉄筋のふし、リブ等の形状による付着性能の優劣を比較するためには引抜試験が極めて有効な試験法であることは従来から認められて来たところであり、¹⁷⁾ 本章の諸検討でも明らかとなった。その根拠を列举すると次の通りである。

- i) 試験法が最も簡単で、確実である。
 - ii) 横補強を適に行えば滑りが小さい範囲から大きい範囲までの付着性状を調べ得る。
 - iii) 慣用程度の埋込み長さで、自由端滑りが0.10mm以上になれば付着応力分布は殆んど等分布と考えてもよいから、平均付着応力で評価しても妥当性を持つ。
 - iv) τ -S基本関係を実験結果から推定することが出来る。
 - v) コンクリート応力が引張で、載荷端コンクリート面の変形拘束のない場合と較べても付着性状に破壊直前の状態を除いては大差がない。
- 一方この試験法の欠点としては
- i) コンクリートが割れ裂けないマッシュ部分に埋め込んだ場合の付着性状しか表現しない。
 - ii) 横補強筋の程度を変えれば付着強度も変化する。
 - iii) 終局状態の破壊状況は反力板の拘束のため、載荷端を自由面にした場合と大いに異り、その結果最大付着抵抗を大きくする。
 - iv) 滑りが小さい範囲では付着応力分布は等分布ではないため、滑りを基準とした平均付着応力で評価すると種々の不合理さが現れる。

以上のように通常の引抜試験法は長所もあれば短所もある。不合理な評価基準で比較すれば非常に誤った結論が導かれる可能性をもっている。従来、引抜試験法の欠点と云われて来たものは引抜試験法の実験結果の意味する限界を明確に認識出来なかったことに起因するものが多く、結果の解釈さえ誤らなければ極めて有用な試験法であると云える。

引抜試験法はマッシュはコンクリートに鉄筋を埋め込み、小さい滑りから、大きい滑りまでの広い滑り範囲での付着性状を調べ得る最も基本的な試験法であり、このような基本的な付着応力状態の下での付着の性質を調べることは、付着に関する試験のオースtepである。構造物で遭遇するようなコンクリートかぶり厚さで、横補強筋の程度も実際に近くと云う観点から供試体を決めて引抜試験では現れないような応力状態、例えば、コンクリートが割れ裂けて付着が低下するような状態を具現しても、その結果は、その供試体の条件下で生じる特定の応力状態の下での性質で一般性の乏しいものである。

5.6.2 標準引抜試験法とその結果の評価法の提案

内外を通じて付着についての合理的な規格試験法の必要が叫ばれてはいるが、未だ解決を見ない問題である。本章の研究結果から、付着試験法として引抜試験を選んだ場合に、現在一般に行われている引抜試験方法（例えばASTM C234-62）に付加すべき

要点をここに示す。

(i) “埋込み長さは鉄筋径の平方根に比例した長さに選ぶ。”

例えば5.7表のように埋込み長さを選べばよい。フランス規準による5.21図のB法で

5.7表 鉄筋径と埋込長さ

鉄筋径 mm	埋込長さ cm
19	15
25	17.5
32	20
40	22.5

は次の様な埋込み長さが提示されていて、¹⁸⁾ その鉄筋径による埋込長さの変化のルールが、ここで提案した鉄筋径の平方根に比例と云う関係をほぼ満たしているのは、興味深い。しかしフランス法の根拠についての説明がないので、偶然の一致と云うことも考えられる。

5.8表 フランス規準の埋込み長さ

鉄筋径 mm	埋込み長さの2倍 (B法の材長)
12	31
20	44

(ii) “コンクリートの形状は立方体とし、一辺の長さを埋込み長さと等しく選ぶとよい。”

引抜試験においては5.26図のように曲げに起因する横応力を受けると考えられる。²⁾ このような応力はコンクリートの形状によって変るから、その影響を除くためにも、形状を一定にすることが必要である。

(iii) “引抜反力を受ける耐圧板は、充分剛なものを用いるとともに、鉄筋の通る中央の孔の径は鉄筋径の3倍とする。”

耐圧板の剛性が不均一であれば実験結果に影響を与えるので好ましくない。また孔の径の大小によって、コンクリート端断面の平面外変形の拘束の程度が異なるのであるから、当然影響を受ける。しかもその影響は、付着の終局破壊状態近くで顕著であることは、本章5.5の結果から推察される。そしてこの平面外変形の分布は鉄筋径に比例した形で与えられるので、^{19) 20)} 鉄筋径に比例して孔の径を規定するのがよからう。

(Ⅳ) “コンクリートの横補強筋には $\phi 6$ mm鉄筋を用いた3 cm ピッチのスパイラルを用い、その巻きの外径を立方体の辺の長さと等しくする。”

横補強の程度が結果に影響を与えることはすでに述べた。富田の研究²⁵⁾によると、上に規定した程度の補強筋量を選べば、補強筋量が結果に与える影響は鈍感になる。鉄筋径が変化した場合に横補強筋を如何に変えるかと云う問題は未解決である。

(Ⅴ) “滑りが小さい範囲での付着性能の評価のために載荷端滑り 0.1 mm または自由端滑り 0.05 mm の時の平均付着応力を求める。”

上述のように埋込み長さを規定すれば、滑りを基準とする付着応力で付着性能を比較しても、有意性を失わない。しかし今比較している異種の鉄筋のこの時の付着応力の比が、そのまゝこれらの鉄筋の最大付着強度の比を示すことにはならないことが5.4.5の結果から判る。載荷端滑り 0.1 mm と云う値は異形鉄筋にとっては滑りの初期の段階と云いうる値である。丸鋼にとっては殆んど最大付着応力に近い段階である。

(Ⅵ) “滑りが大きい範囲の付着性能の評価のために、自由端滑り 0.2 mm の時の平均付着応力を求めて比較する。”

自由端滑り 0.2 mm と云う段階は、ほとんどの鉄筋にとって最大付着に近い段階である。したがってこのときの平均付着応力を最大付着応力と考えてもよい。そのようにすれば、引抜試験では載荷端のコンクリート面の変形拘束によって付着耐力が見かけ上向上する影響を除き得る。

(Ⅶ) “平均付着応力-自由端滑り曲線と平均付着応力-載荷端滑り曲線から5.2.7図のように τ -S基本曲線を推定して、その結果を比較する。”

5.2.7図のような近似で τ -S基本曲線を比較的正しく推定出来ることが本章の結果から明らかである。 τ -S基本曲線そのものを求めるために、例えば埋込み長さの極めて短い引抜試験をすれば、高度の実験技術を要し、結果のばらつきも当然大きくなるので、ここに示したような近似化の方が良い結果を得るものと考え。 τ -S基本曲線の呈示によって、その鉄筋の付着特性を如実に示すことが出来る。

5.6.3 引抜試験結果と設計用許容付着応力度の関連性

引抜試験時の付着応力状態は5.5における検討で判るように、特に異質なものではなかった。しかし、これは横補強筋によって鉄筋の割り裂き作用を拘束した状態におけるもので、実際の構造物では柱梁の接合部に定着した場合のように、コンクリートが割り裂きに対して充分抵抗出来るほどマッシブな場合にのみ生じる付着状態である。実際の構造物で

はこのような条件が満たされるのはむしろ稀であって、鉄筋が比較的薄いかぶり厚さで定着されている場合が多い。かぶりが薄いと、スターラップやフープで補強されていても、鉄筋に沿う割れひびわれの発生は避けられないし、定着部分で曲げひびわれなどが横切って付着を乱す現象も考慮しなければならない。従って引抜試験の結果は理想的な定着条件におかれた場合の鉄筋自体の付着性能の評価に資するのみに止めるべきであり、その結果から直接設計用の許容付着応力度を論ずることは出来ない。

Ferguson は実際の構造体に現れる付着状態を再現するような実験を行って、継手および定着設計のための直接的な資料を与え、その結果は AC I Code にとり入れられているが、^{21) 22) 23) 24)} この研究で特筆されるべき結論は次の2点である。

(i) 埋込み長さの増加に伴って、最大平均付着応力は急激に減少する。

(ii) 鉄筋径の増大に逆比例して、最大平均付着応力は減少する。

この2点は著者の研究では現れない性質であり、特に(i)の結論に関しては5.14図のようにむしろ矛盾した結論を示している。

この矛盾した結論を与えた原因は次のように理解することが出来る。相対滑りがある値になれば、鉄筋の割裂き作用にコンクリートが抗し得なくなつて、最もかぶりの薄い面で、鉄筋方向のひびわれが載荷端から発生する。このひびわれが発生した場所では、付着状態は τ -S基本曲線で表わされる状態より急激に変わって、5.28図のように付着抵抗は劣化する。荷重が増大するとひびわれが深部へ発展し、付着劣化を生じた部分の占める割合が増加し、最大定着耐力は、初ひびわれ発生時の荷重から余り増大しない。このような状態では最大平均付着応力は割れひびわれが発生する或る滑り量に載荷端滑りが達したときに与えられ、それは5.16図に示すように埋込み長さが長いほど減少する。この状態を5.29図に示す。

本章では、鉄筋径が変わっても、付着特性 τ_{\max} および $S_{\tau=\tau_{\max}}$ が変化しないとした場合について論じて来たが、一般的な傾向として5.30図のように τ_{\max} は変わらないとしても、鉄筋径の増加に伴って $S_{\tau=\tau_{\max}}$ は大きくなる。従ってある一定の滑り量に達するときの付着応力は鉄筋径の増大に伴って低下する。この傾向と5.28図に示したひびわれによる付着劣化現象を合せ考えれば、鉄筋径の増大に伴って最大平均付着応力が低下する性状の説明がつく。

割れひびわれが発生しない理想的な状態(引抜き試験時の状態)と、割れひびわれの生じている状態とのこのような関連性は付着に関する設計、特に定着長さの設計に

重要な問題であって、その理論的、実験的解明は今後の重要な研究課題として残されている。

5.7 本章の総括

本章は引拔型付着応力状態について述べたものである。引拔型付着を代表する所謂引拔試験の状態に対して、才4章で述べた付着理論を適用し、実験結果と比較検討した。その結果より理論の妥当性の明確な範囲内で、理論的に得られる引拔試験の特性を示し、従来の実験的研究からでは予知し得難かった特性を提示し、実験結果ともよく一致することを示した。更に、引拔型付着と広く定義した状態のうちで、普通の引拔試験の状態とは異なった応力状態について検討を加えた。

以上の結果より、付着標準試験法として引拔試験を選んだ場合の適性を論じ、試験法として具備すべき条件を示して標準試験法とその結果の評価法を提案した。

得られた結果を要約すると

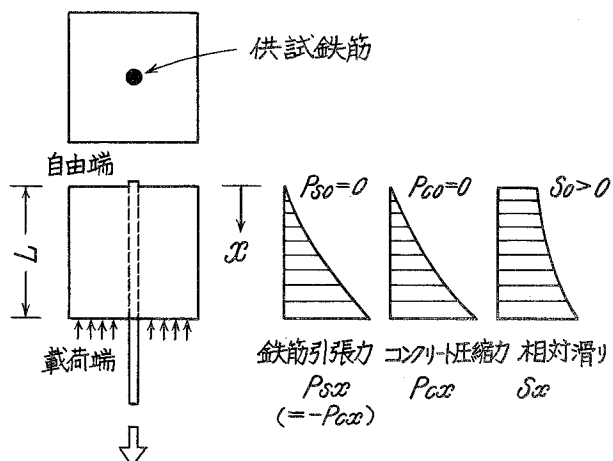
- (i) 才4章に示した付着理論を引拔型付着応力状態に応用した結果を、実験的に求められた結果と比較して、理論の妥当性を証明した。
- (ii) 荷端端滑りがある一定値になるときの平均付着応力は埋込み長さの増加に伴って減少し、自由端滑りが一定値になるときの平均付着応力は埋込み長さの増加に伴って増加する。
- (iii) 付着特性値 (τ_{\max} , $S_{\tau=\tau_{\max}}$) が全く等しく径の異なる鉄筋において、同一の平均付着応力-荷端端（または自由端）滑り曲線を得るためには、鉄筋径の平方根に比例した埋込み長さになければならない。
- (iv) 異形鉄筋の引拔試験では自由端滑りが0.1 mm程度になれば付着応力が等分布すると考えてよい。
- (v) 引拔試験によって滑りの小さい範囲から大きい範囲までの付着性状を明確に評価出来、 τ - S 基本曲線をその結果より容易に推定することが出来る。
- (vi) フランス式の引拔試験と普通の引拔試験では付着性状は、終局状態を除けば、殆んど差がない。終局破壊状況は両者では全く異なりその結果、普通の引拔試験の方が大きい付着耐力を示す。
- (vii) 引拔試験法は付着性能試験法として適当であるばかりでなく、その評価の方法が適正ならば、その結果は定着設計に対する直接的な資料ともなり、付着の本質的性質を示す。

〔才5章参考文献〕

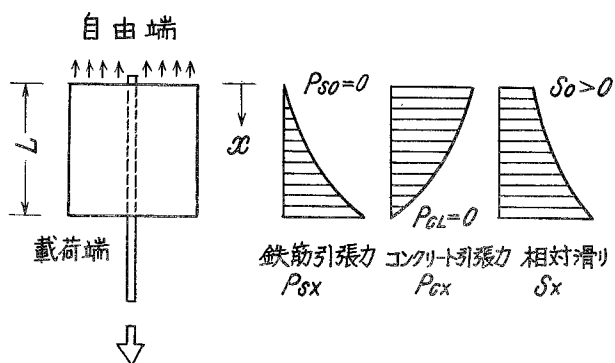
- 1) 六車熙, 森田司郎 “鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (Ⅱ. 引抜試験について)” 日本建築学会論文報告集 才139号 昭42年9月
- 2) F. Leonhardt “On the Need to Consider the Influence of Lateral Stresses on Bond.” RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm 1957, Vol. I.
- 3) D. Watstein & R. G. Mathey; “Width of Cracks in Concrete at the Surface of Reinforcing Steel Evaluated by Means of Tensile Bond Specimens.” J. of ACI, Vol. 31 No. 1 Jan. 1959.
- 4) D. Watstein; “Distribution of Bond Stress in Concrete Pull-out Specimens,” J. of ACI, Vol. 18, No. 9, May 1947.
- 5) R. M. Mains; “Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stress Along Reinforcing Bars.” J. of ACI, Vol. 23, No. 5, Nov. 1951
- 6) K. G. Bernander; “An Investigation of Bond by Means of Strain Measurements in High-tensile Bars Embedden in Long Cylindrical Pull-out Specimens.” RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, 1957, Stockholm, Vol. I
- 7) H. Parland; “Inelasticity of Bond Between Steel and Concrete, and Distribution of Stresses in Steel in Cracked and Uncracked Structural Members.” RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, 1957, Stockholm. Vol. II
- 8) E. Amstutz; “Zusammenwirken von Bewehrung und Beton.” Der Bauingenieur. V. 30. H 10. Oct. 1955
- 9) 水野高明, 渡辺明; “丸鋼, 異形丸鋼およびねじり鉄筋の付着に関する研究”

- 10) E.S.Perry & J.N.Thompson; "Bond Stress Distribution on Reinforcing Steel in Beams and Pull-out Specimens." J. of ACI. Vol.63 No.8. Aug. 1966.
- 11) P.M.Ferguson & J.N.Thompson; "Development Length of High Strength Reinforcing Bars in Bond." J. of ACI Vol.59 No.7 Jul. 1962.
- 12) D.A.Mylrea; "Bond and Anchorage." J. of ACI, Vol. 19, No.9, Mar. 1948.
- 13) ASTM Designation : C234-62. Standard Method of Test for Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developed With Reinforcing Steel.
- 14) BS Code Section 6-Testing and Inspection, 603 Bond Test.
- 15) 村田二郎; "鉄筋とコンクリートとの付着強度試験法" セメント・コンクリート No. 223 昭和40年9月
- 16) F.G.Thomas; "Recherches l'adherence, l'anchrage et la fissuration," CEB Bulletin D'information No.48 Avr. 1965
- 17) S.A.Ödman; "Bond between Reinforcing Bars and Concrete — Short-time tests." RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, 1957. Vol. IV
- 18) Comission Interministerielle des Aciers a Haute Adhérence pour Armatures de Béton Armé, (次の文献に紹介されている。尾坂芳夫：フランスにおける異形鉄筋の付着特性の試験，セメント・コンクリート No. 212 昭和39年10月)
- 19) M.Chi & A.F.Kirstein; "Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams." Journal of ACI, Vol.29, No. 10 Apr. 1958

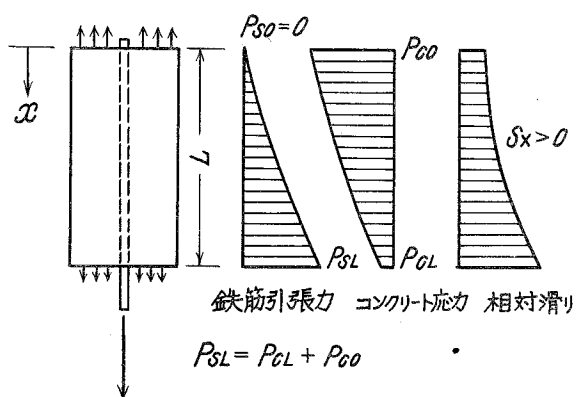
- 20) S.Timoshenko & N.Goodier ; Theory of Elasticity ,
McGrall Hill , New York , 1951 , p. 368
- 21) P.M.Ferguson & J.N.Thompson ; "Developement Length
of High Strength Reinforcing Bars in Bond." J. of
ACI Vol.59 No.7 Jul. 1962
- 22) P.M.Ferguson & J.N.Thompson ; "Developement Length
for Large High Strength Reinforcing Bars." J. of
ACI Vol.62 No.1 Jan. 1965
- 23) ACI , Comittee 318 : "Proposed Revision of Building
Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-
56)" J. of ACI , Vol.59 No.2 Feb. 1962
- 24) ACI Comittee 408 : "Bond Stress - the State of the
Art " J. of ACI Vol.63 No.11 Nov. 1966
- 25) 六車熙 , 森田司郎 , 富田幸次郎 ; "引拔型付着試験法における 2 , 3 の問題につい
て" 日本建築学会論文報告集 号外 昭和41年10月



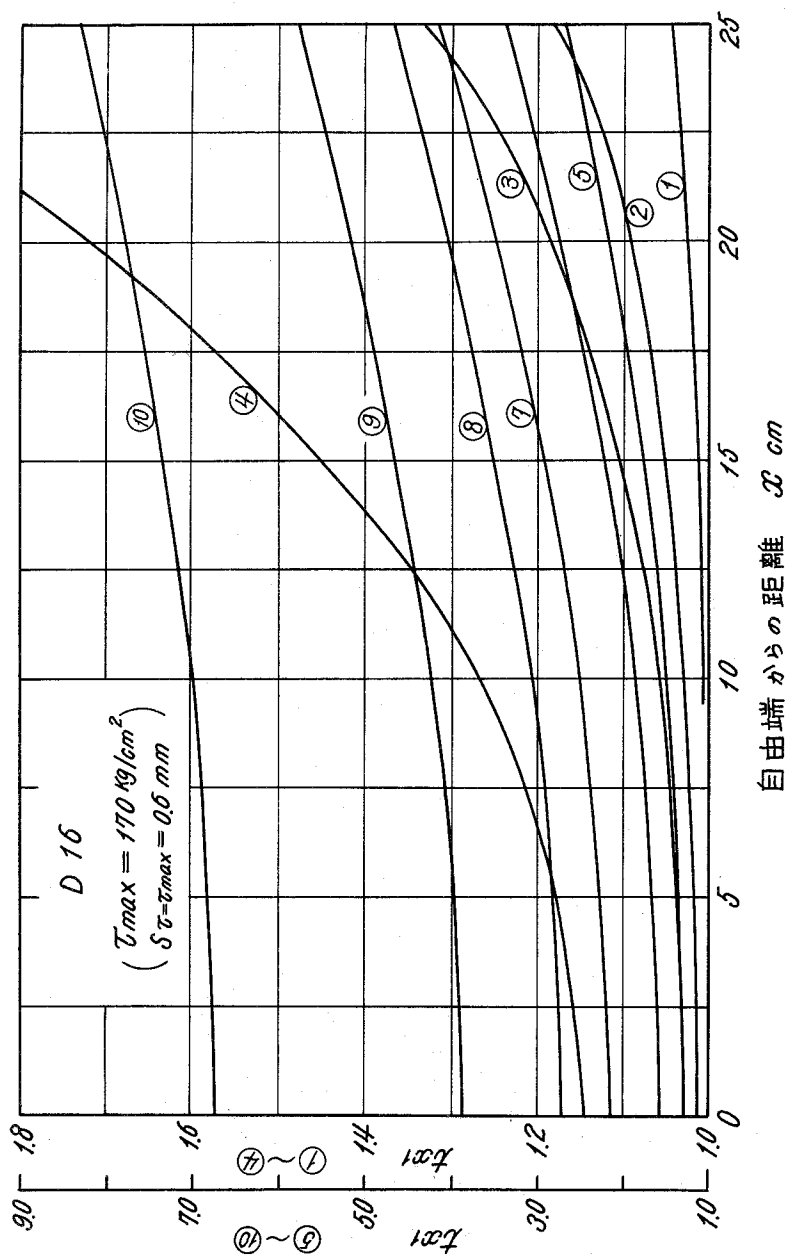
5・1 図 典型的な引拔型付着応力状態 (1)



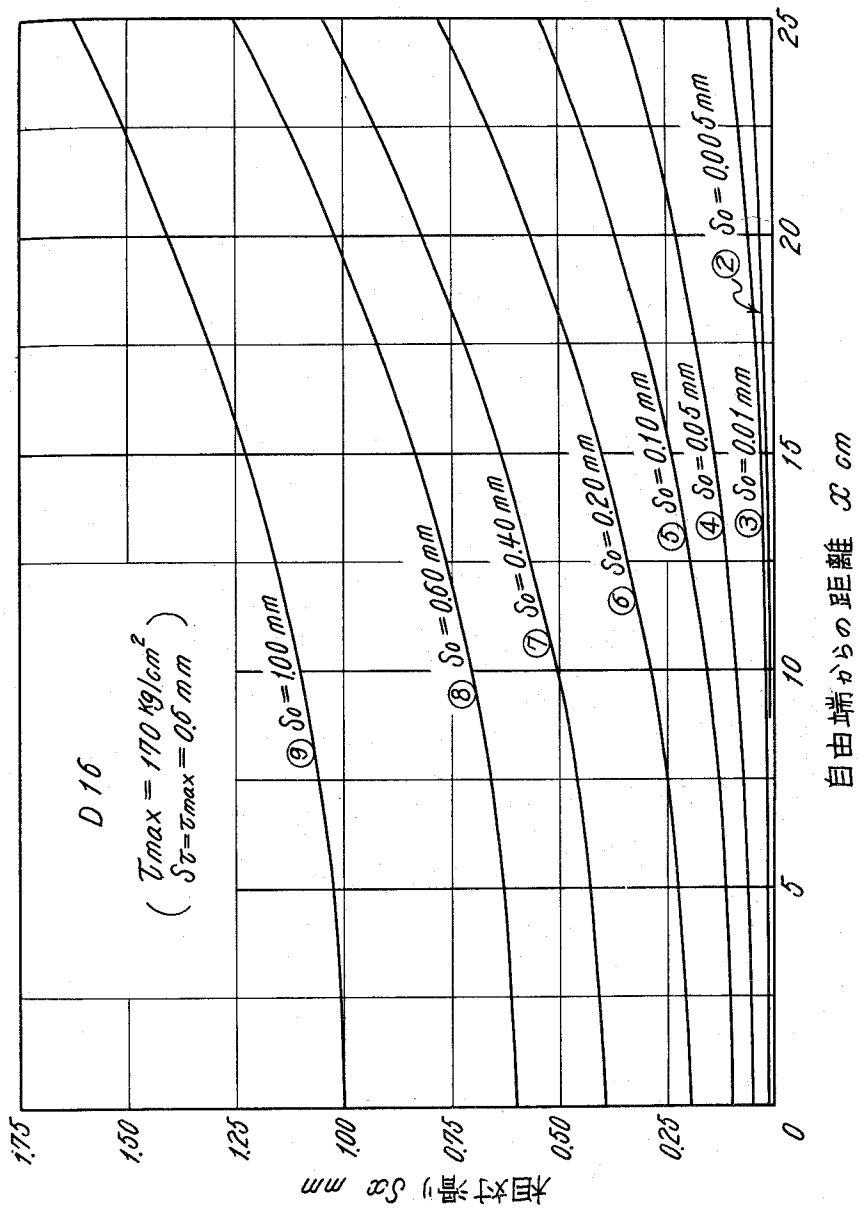
5・2 図 典型的な引拔型付着応力状態 (2)



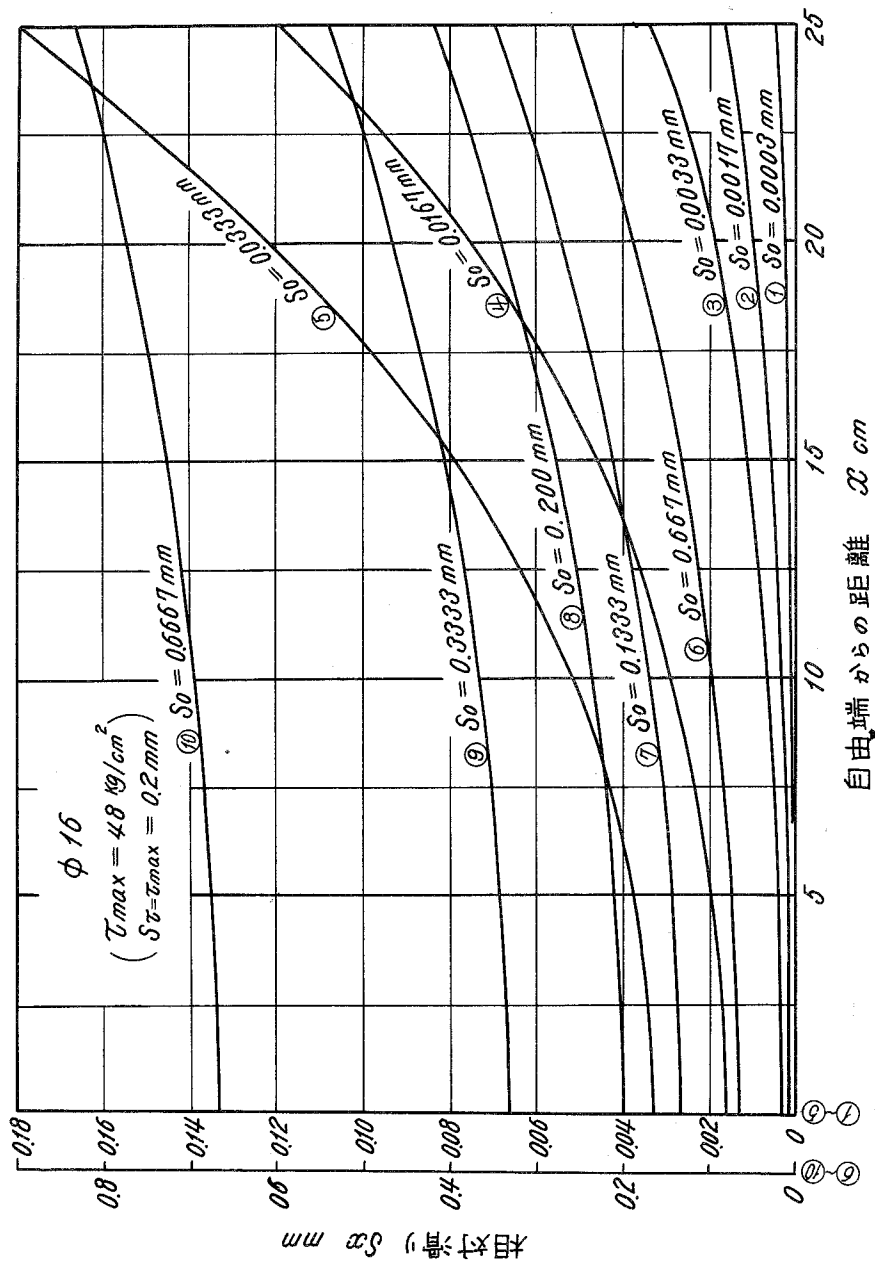
5・3 図 一般的な引拔型付着の定義



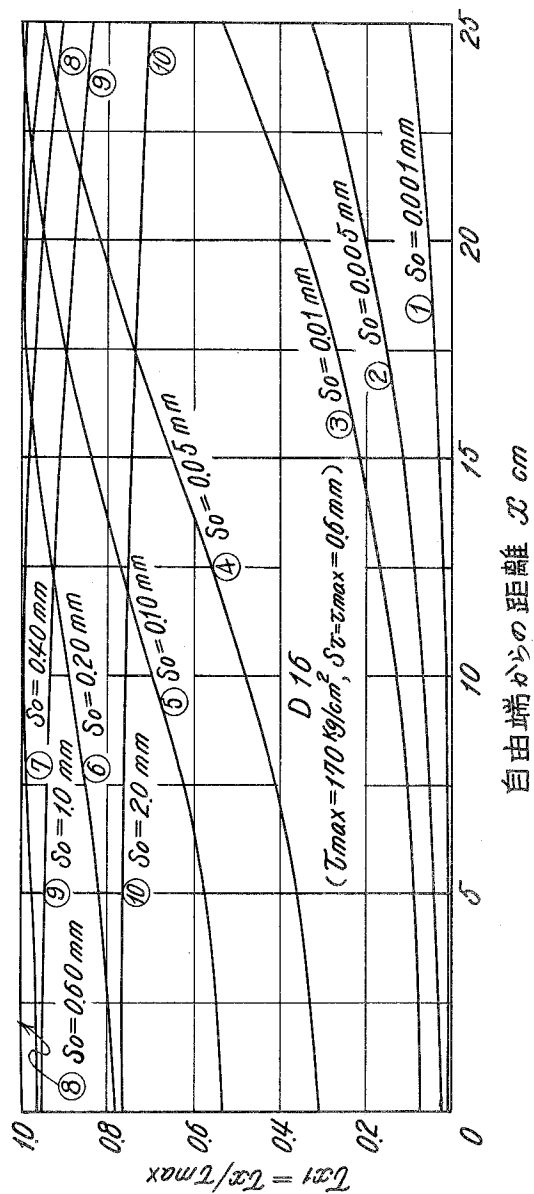
5・4 図 t_{x1} 分布の計算例



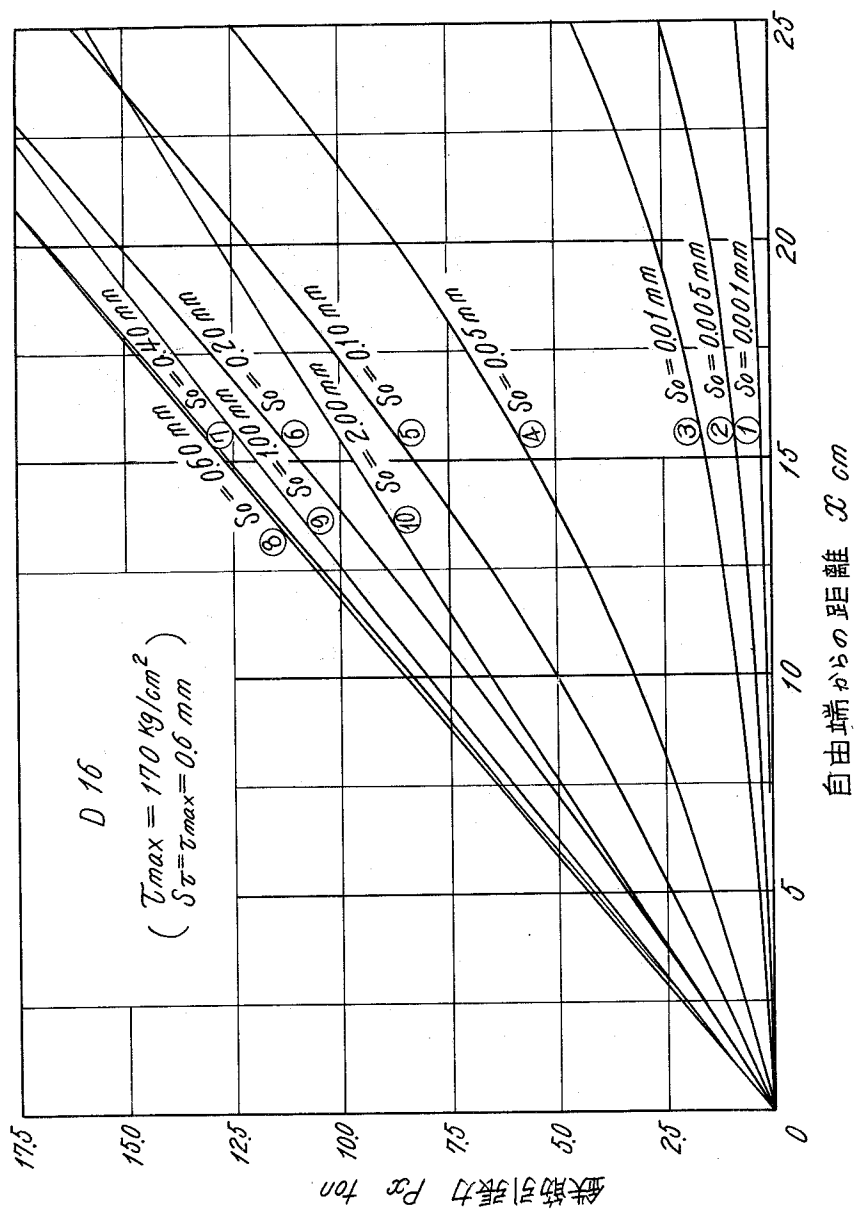
5・5 図 (a) 相対滑り分布の計算例



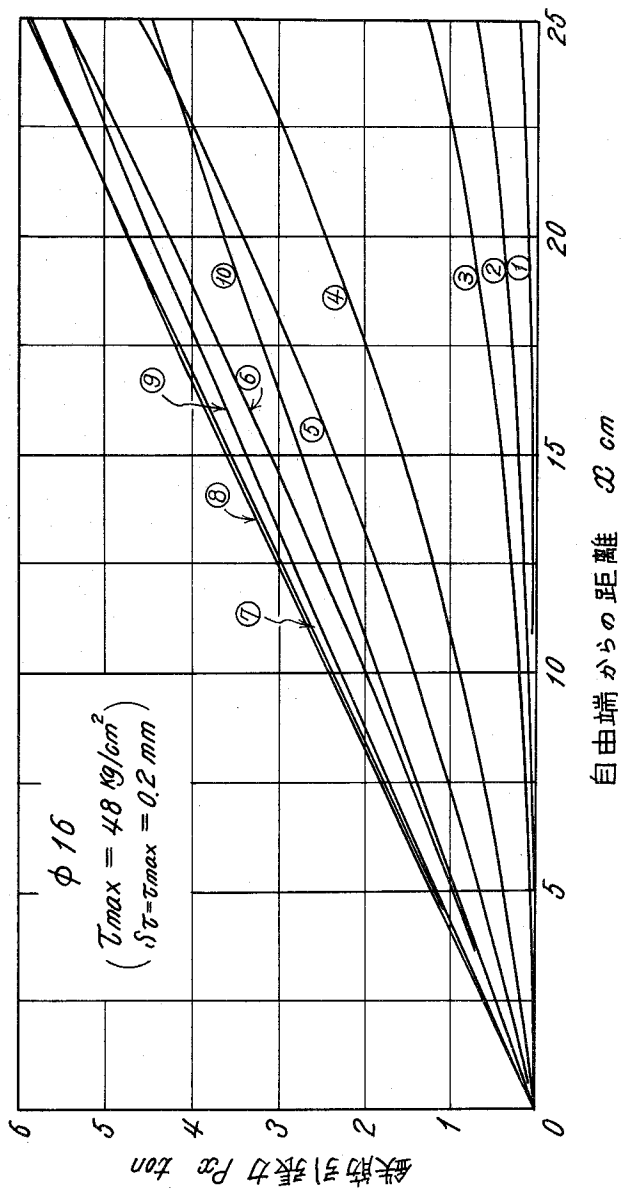
5・5 図 (b) 相対滑り分布の計算例



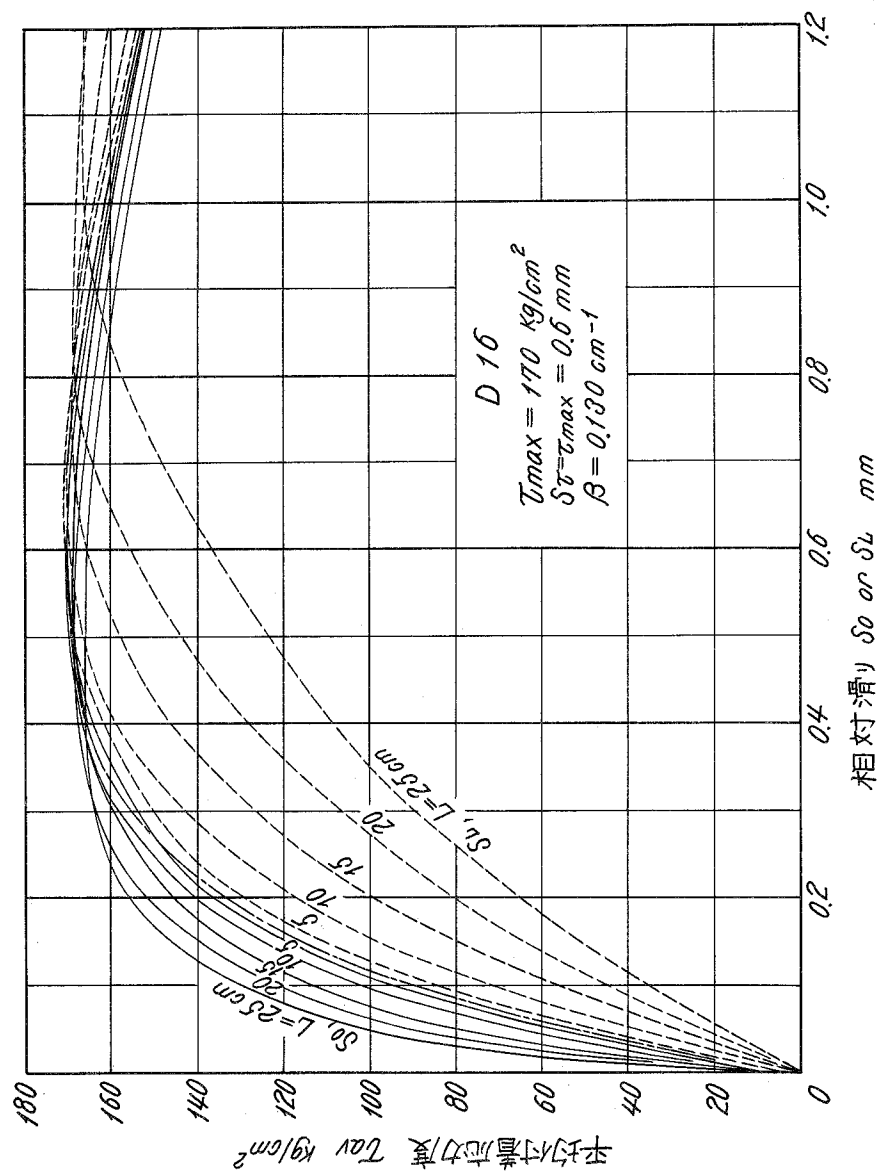
5・6 図 付着応力分布の計算例



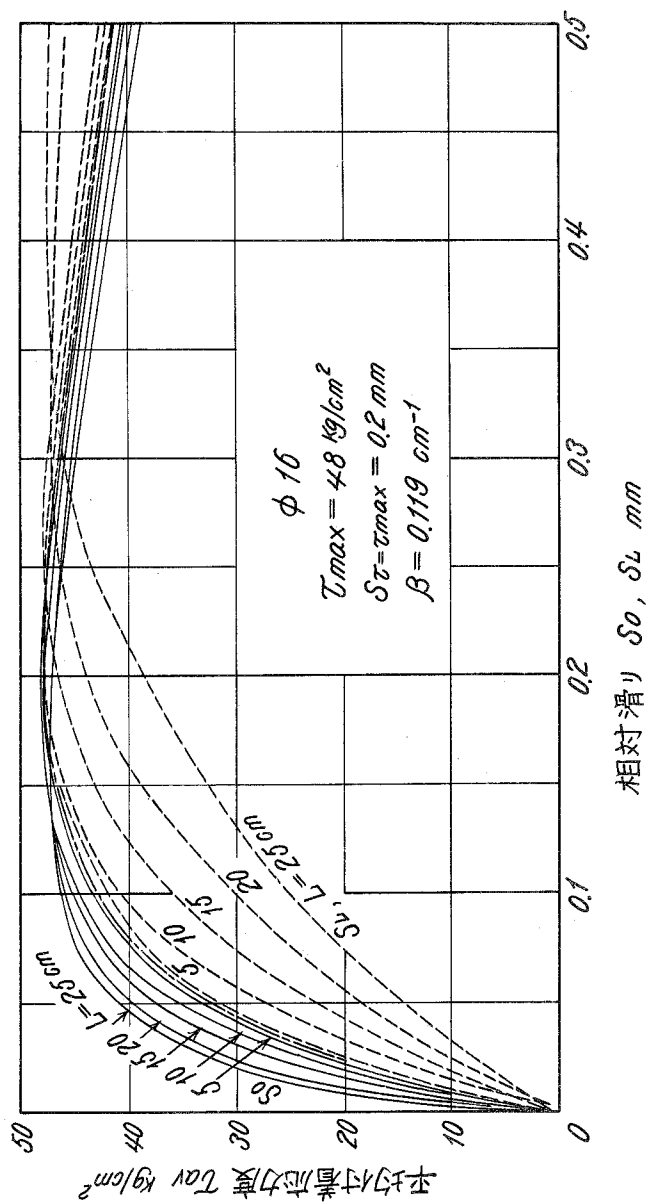
5・7 図 (a) 鉄筋引張り力分布の計算例



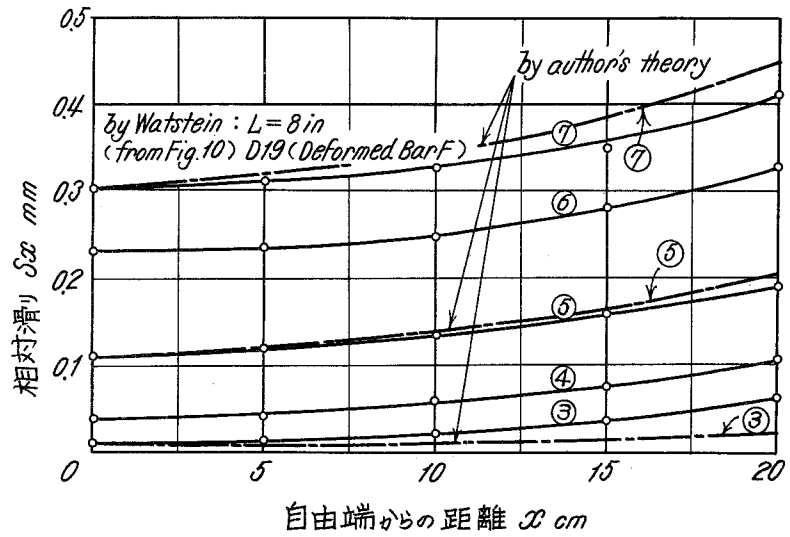
5・7 図 (b) 鉄筋引張力分布の計算例



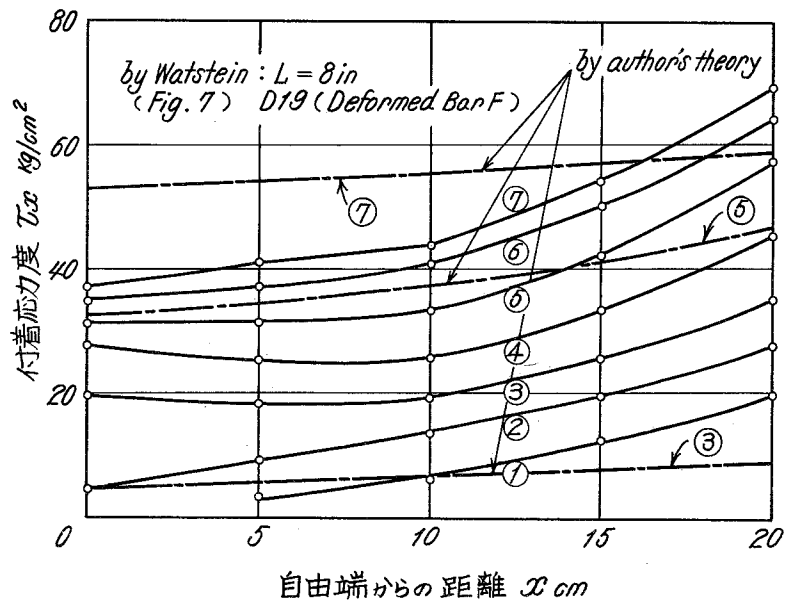
5.8 図 (a) 引抜試験における平均付着応力—端部滑り曲線の計算例



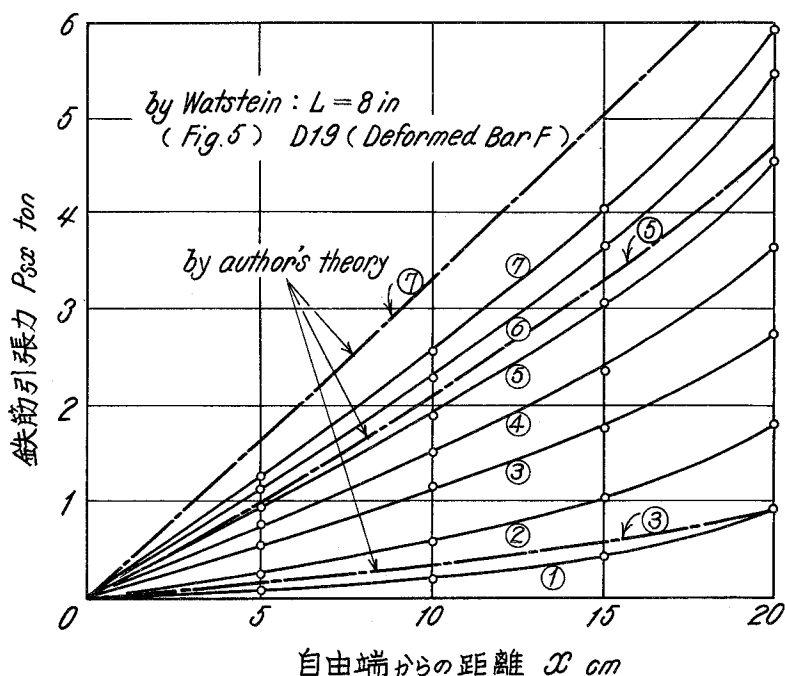
5・8 図 (b) 引抜試験における平均付着応力—端部滑り曲線の計算例



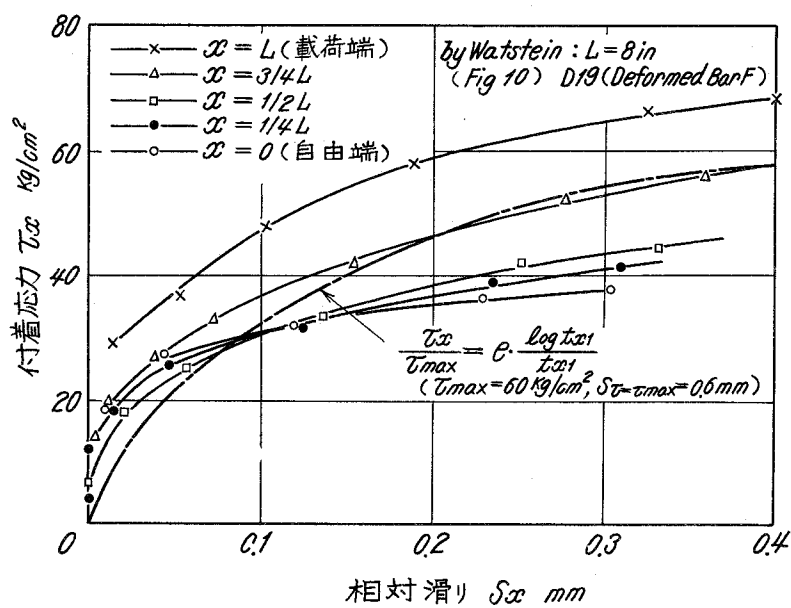
5.9 図 (a) Watstein の実験結果と理論的検討



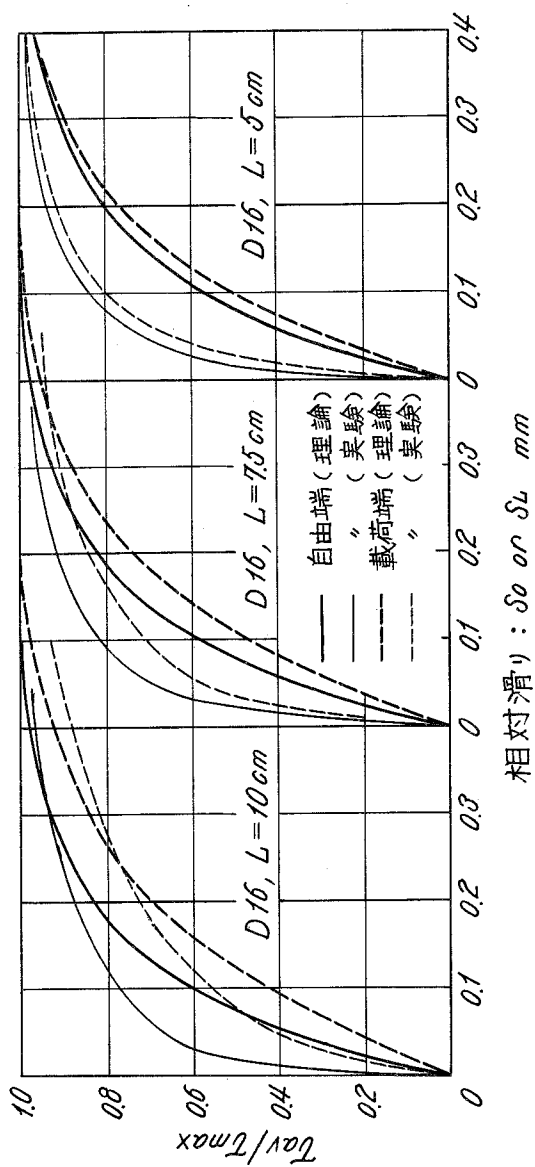
5.9 図 (b) Watstein の実験結果と理論的検討



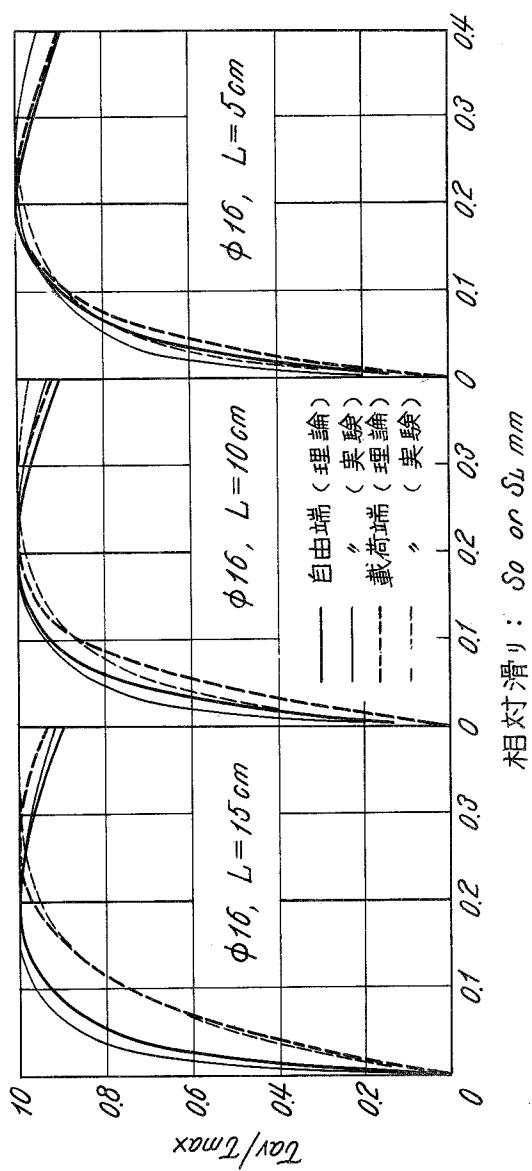
5.9 図 (c) Watstein の実験結果と理論的検討



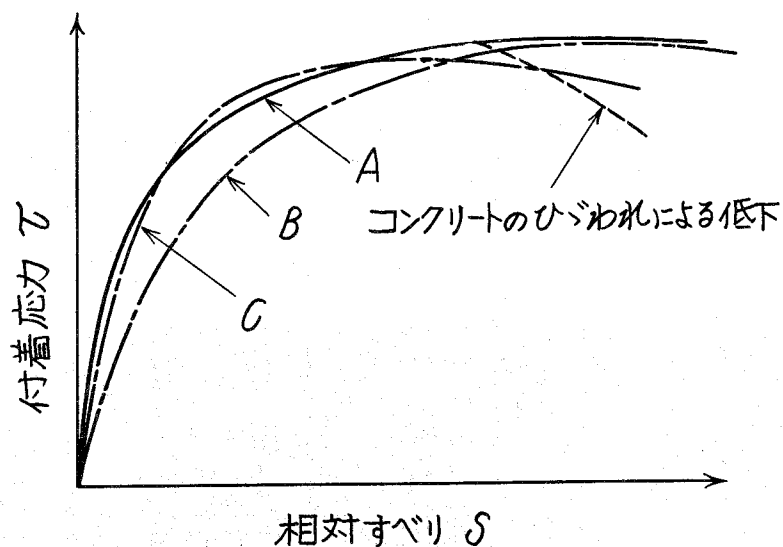
5.9 図 (d) Watstein の実験結果と理論的検討



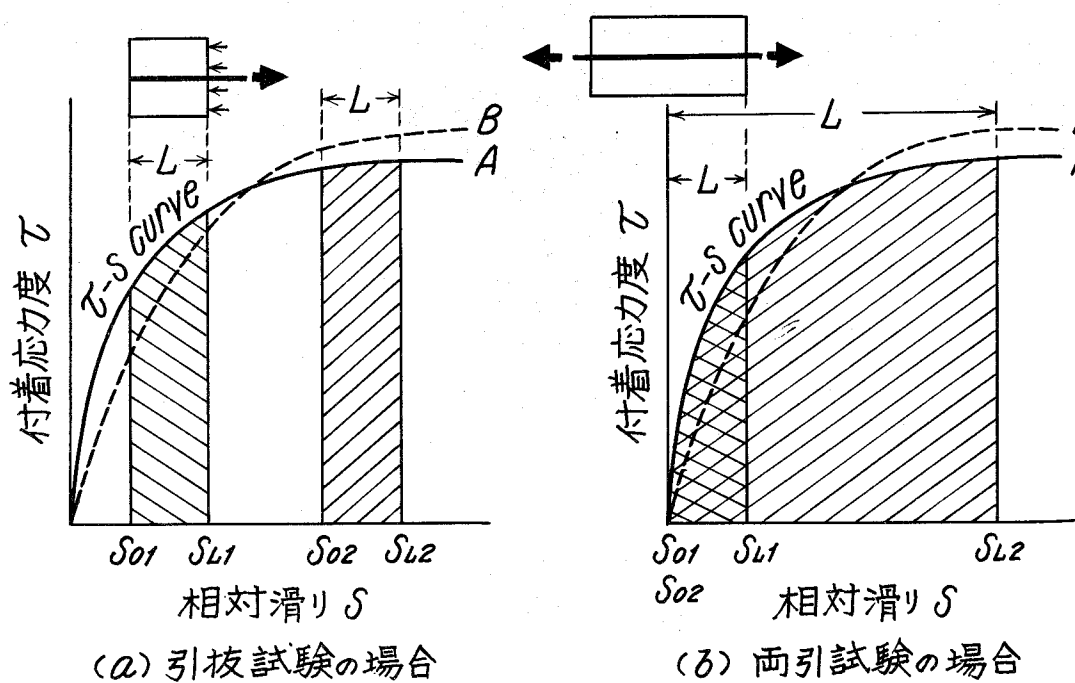
5・10 図 (a) 平均付着応力一端部滑り曲線の理論値と実験値の比較



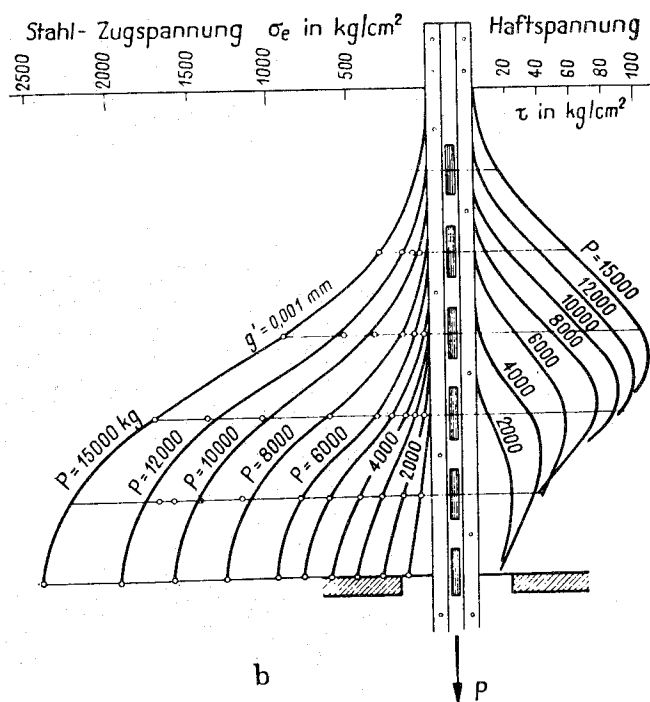
5・10 図 (b) 平均付着応力—端部滑り曲線の理論値と実験値の比較



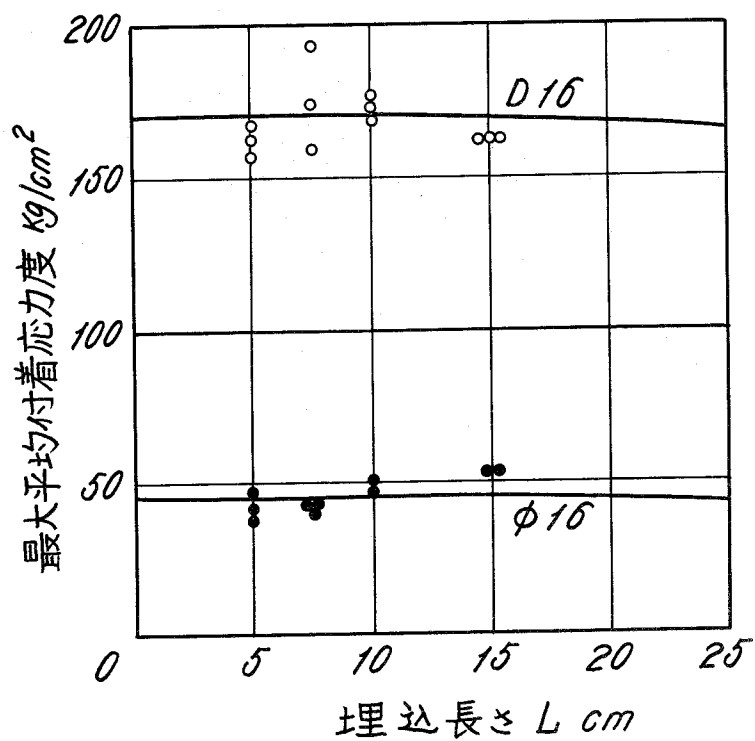
5・11 図 τ - S 曲線形の特徴



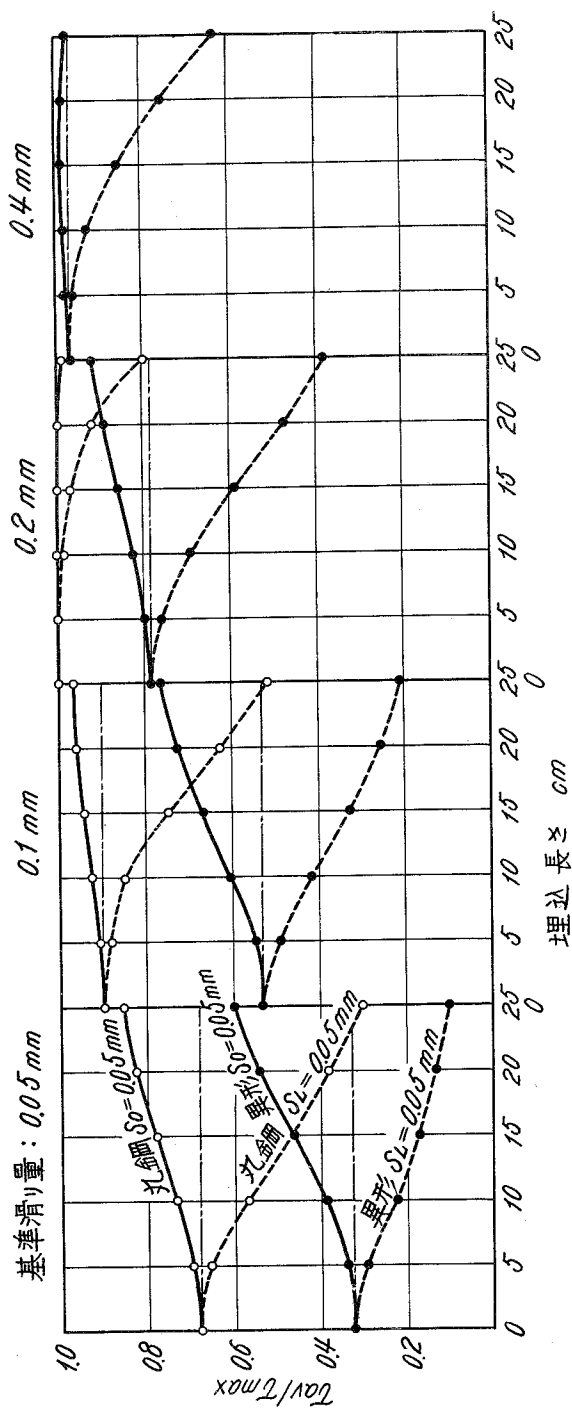
5・12 図 引抜試験と両引試験の特性比較



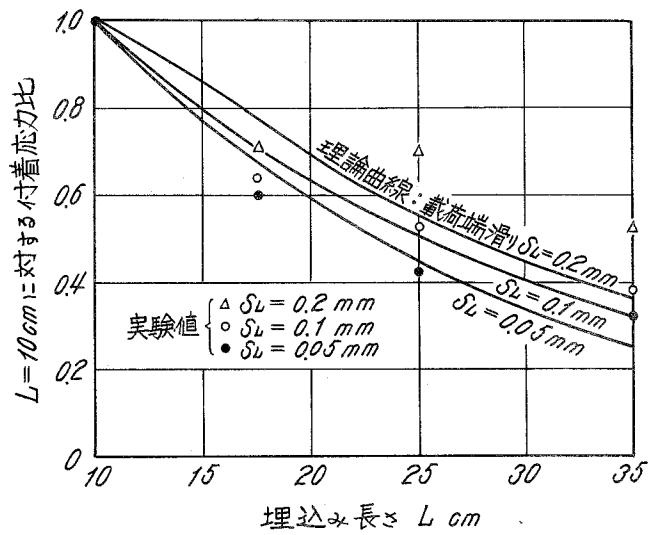
5・13 図 Amstutz の引抜試験結果



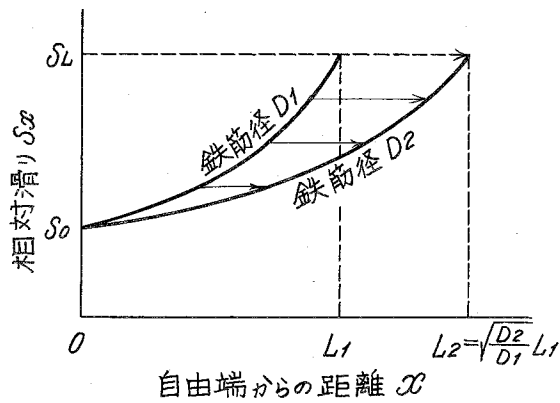
5・14 図 埋込み長さと平均付着応力最大値の関係



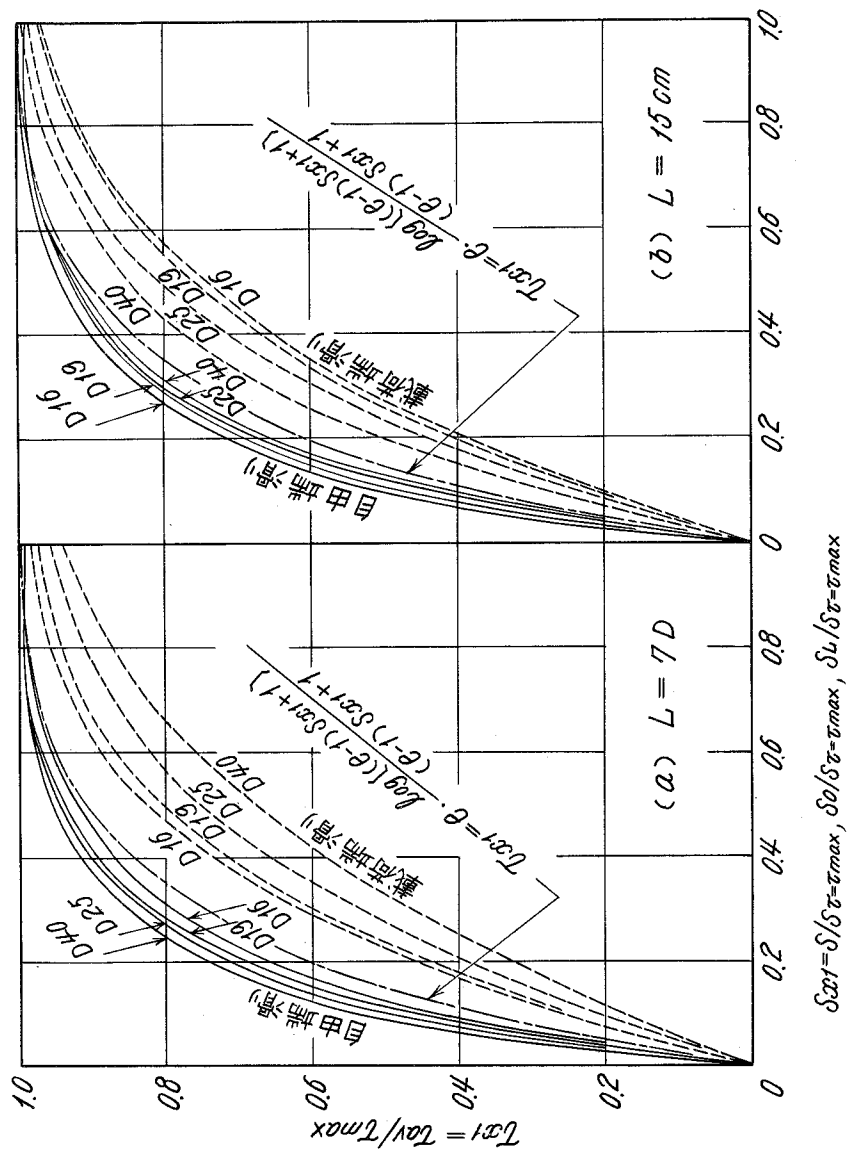
5・15 図 滑り量を基準とした場合の付着強度と埋込長さの関係



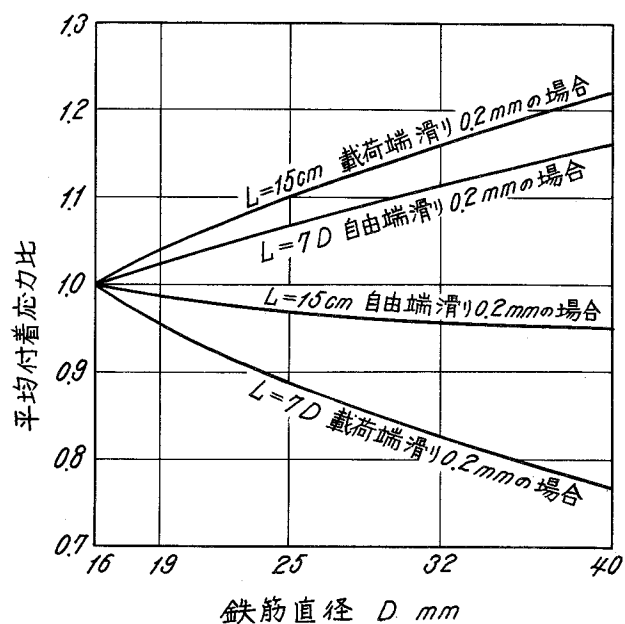
5・16 図 載荷端滑りを基準とした場合の付着強度と埋込み長さの関係



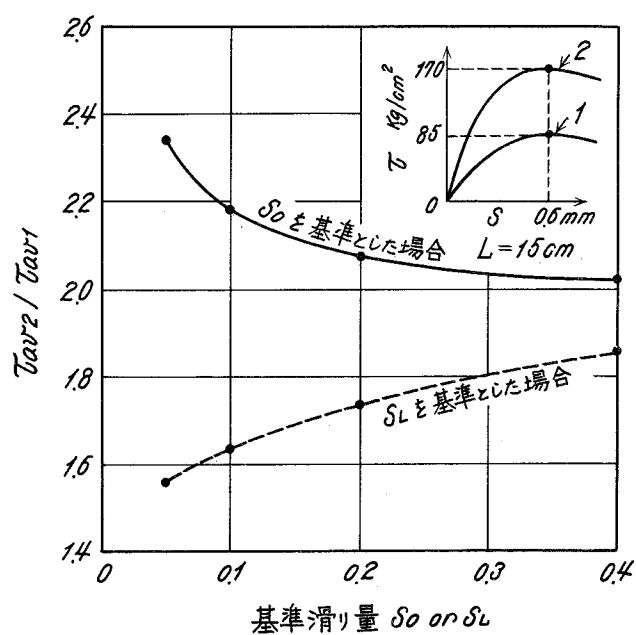
5・17 図 径の異なる鉄筋における滑り分布の相関性



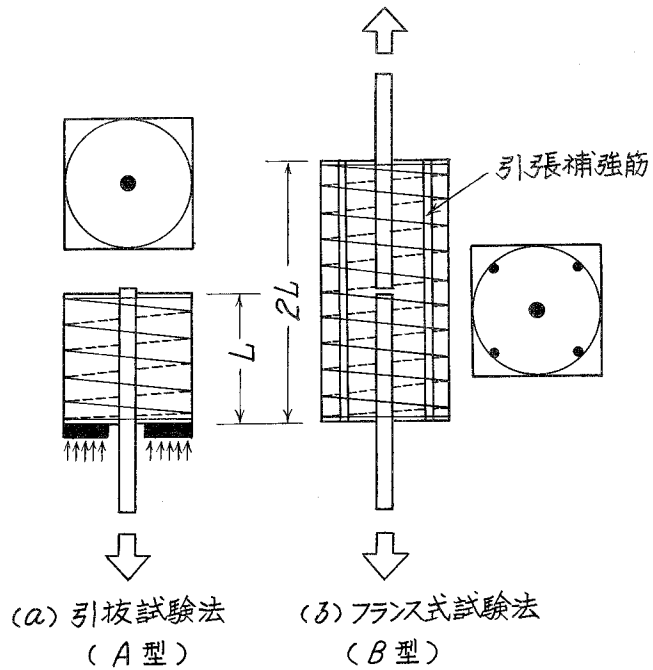
5.18 図 平均付着応力一滑り曲線におよぼす鉄筋径の影響



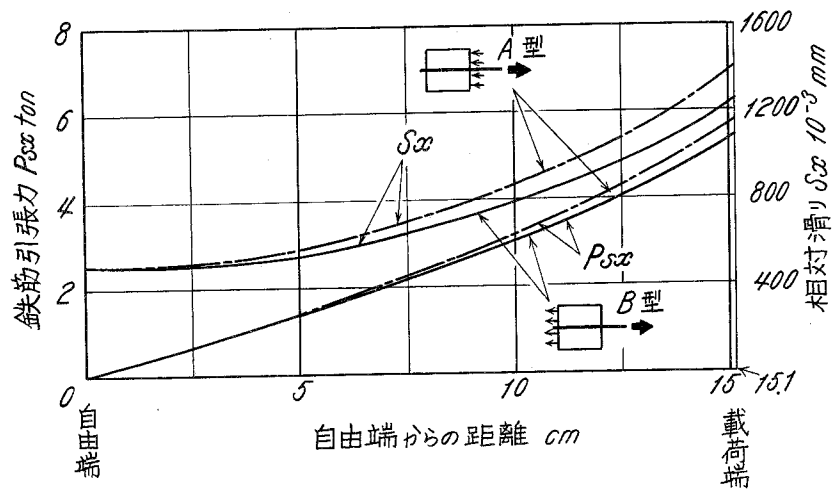
5・19 図 滑り量を基準とした付着強度におよぼす鉄筋径の影響



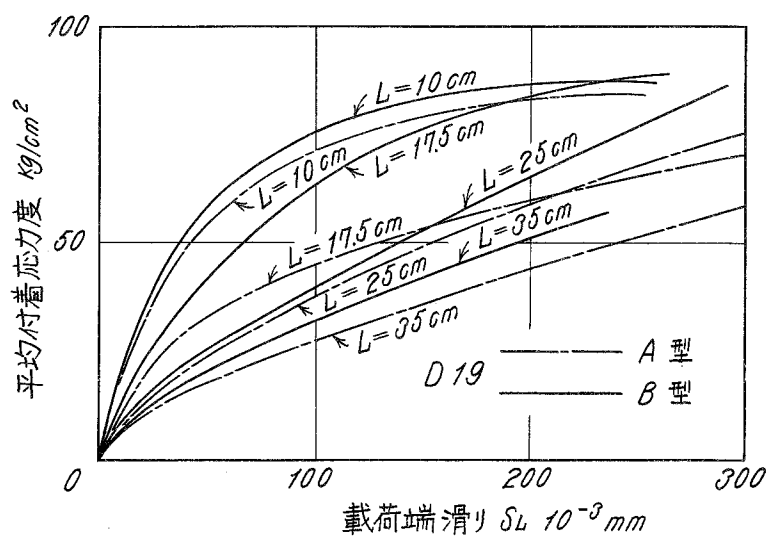
5・20 図 τ_{\max} の異なる鉄筋間の滑り量を基準とした付着強度の比率



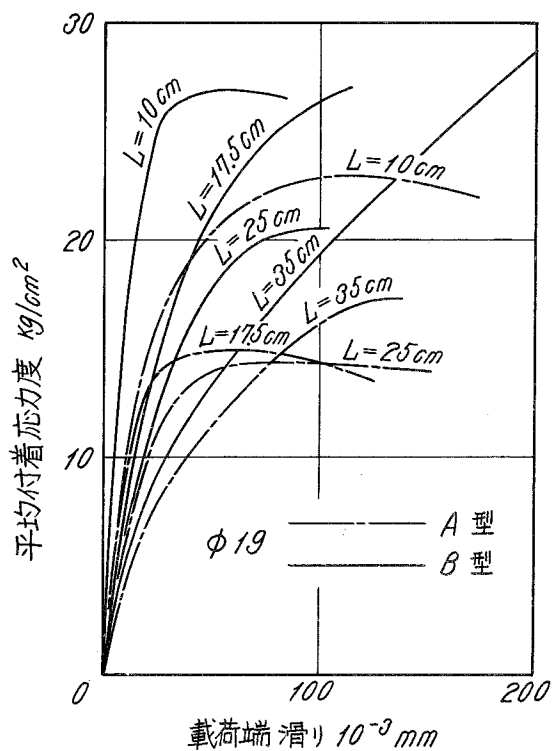
5・21 図 2 種類の引抜試験法



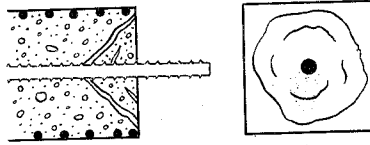
5・22 図 2 種類の引抜試験法における滑り分布，鉄筋力分布の理論的比較



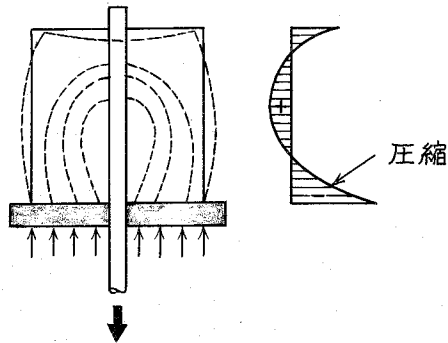
5・23 図 2 種類の引抜試験法による平均付着応力-載荷端滑り曲線の実験結果（異形鉄筋の場合）



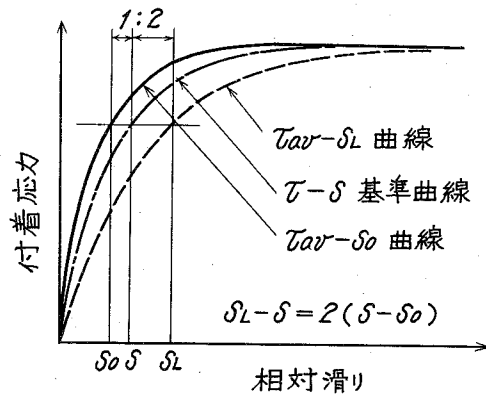
5・24 図 2 種類の引抜試験法による平均付着応力-載荷端滑り曲線の実験結果（丸鋼の場合）



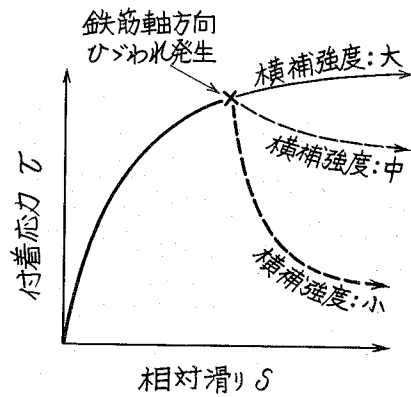
5・25 図 載荷側コンクリート端の漏斗状ひびわれ



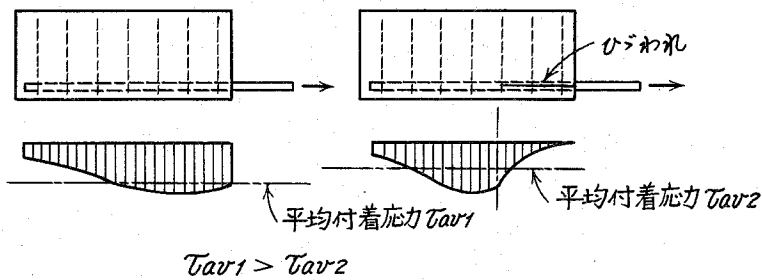
5・26 図 引抜試験時のコンクリート応力



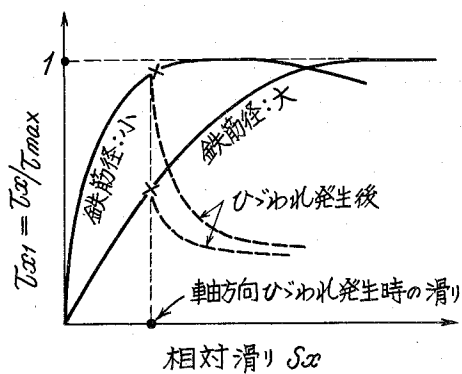
5・27 図 引抜試験結果から τ - δ 基本曲線を推定する方法



5・28図 鉄筋に沿うひびわれによる付着抵抗の劣化



5・29図 縦ひびわれによる平均付着応力の低下



5・30図 鉄筋径による τ - S 関係の変化

第6章 両引型付着の特性

6.1 概説

才4章4.2.3において引抜型と並んで両引型付着と称する一つの付着応力状態の典型を定義した。この応力状態は6.1図に示すように比較的短いコンクリートプリズムの中心に鉄筋を埋め込み、鉄筋の両端から引張ったときに埋込み部分に生じる応力状態と考えてよい。両引型付着応力状態の定義は

- (i) 部材の中央 ($x=0$) で相対滑りを生じない。 ($S_x=0$)
- (ii) 部材の中央点以外の全ての点で相対滑りを生じている。
- (iii) 部材の両端 ($x=L$) で鉄筋は引張力をうけ、コンクリートは軸方向力をうけない。
- (iv) 鉄筋はコンクリート断面の中央にある。

このような応力状態は厳密には実在の構造体では生じないが、類似の応力状態は梁のひびわれとひびわれの中間の部分、フック等の定着具によって相対滑りを拘束した場合の定着端などに現れる。

最近の世界的な傾向として高強度異形鉄筋の使用が増大しているが、高強度異形鉄筋の有効な使用のためには、曲げによって生じるコンクリートのひびわれ幅を鉄筋の保護作用を損わない範囲に制限すると云う配慮が当然必要となる。このひびわれのコントロールの問題を根本的に解き明かすためには本章で扱う両引型付着の性質についての究明されることが是非必要である。ひびわれ現象を機構的に説明する理論は従来から極めて素朴であって、²⁾ 次式の表現を一步も出ないのが実状である。

$$e = \frac{1}{4} \frac{D}{p} \cdot \frac{\sigma_{tB}}{\tau_{av}}$$

こゝに e はひびわれ間隔を示す。本章における付着応力分布理論を用いれば、例えば (6.1) 式の τ_{av} の本質的な性質の説明がつく。

鉄筋コンクリート部材の曲げ変形の特性の一つは、ひびわれ発生によって、初期の剛性より低い剛性を持つ部材へと変化することにある。この変化を正確に追及するためには、

通常の理論で行っているような、コンクリートを引張に対して無視すると云うような単純化は許し得ないのであって、ひずわれとひずわれの中間で、引張力の一部をコンクリートの一部が分担すると云う現象を定量的に把握することが必要である。このためにも本章で述べる両引型付着の基本性質を用いることが有効となる。

異形鉄筋の付着性能を試験する一つの方法として、6.1図のように比較的短いコンクリートプリズムの軸に鉄筋を埋め込んで両端から引張る、いわゆる両引試験法が用いられている。^{3) 4) 5) 6)} この方法が標準的な試験方法として適しているか否かを論ずるためには両引型付着についての基礎知識がまず必要である。

上述のような目的で両引型付着の特性を明らかにするため、本章ではまず才4章で示した付着理論を両引型付着の応力状態に対して適用する。その結果から鉄筋引張力と材端滑り量との関係を種々の材長について求め、別に行った実験結果と比較して理論の妥当性を検討する。更に種々の荷重階における付着応力の分布形を、その形状係数を定義することによって、理論的実験的に明らかにする。¹⁾

6.2 付着理論の両引型付着への応用

6.1図に示した両引試験に対して才4章で一般的に示した付着理論を適用する。理論簡素化の仮定はすでに才4章、才5章で述べたものを用いる。すなわち、

(i) 鉄筋およびコンクリートの直応力の横断面内等分布

(ii) 鉄筋およびコンクリートは直応力に対し弾性

(iii) 横ひずみの影響を無視

理論に用いる $\tau-S$ 関係の具体的な形状は、才5章と同様に3.5.2で示した非線形近似式を採る。

$$\tau_{x1} = e \cdot \frac{\log [(e-1)S_{x1} + 1]}{(e-1)S_{x1} + 1} = e \cdot \frac{\log t_{x1}}{t_{x1}} \quad (6.1)$$

両引型付着応力状態を表わす境界条件は、6.1図のように材中央を原点にとれば

$$x=0 \text{ において } S_x = 0 \quad (6.2)$$

$$\text{〃} \quad P_{sx} = P_{so} \quad (6.3)$$

$$\text{〃} \quad P_{cx} = P_{co} = P_{sl} - P_{so} \quad (6.4)$$

両引型付着では $x=0$ なる中央点以外では全ての点で相対滑りが生じていると定義しているから、半無限体型のように定着完了域が材の中に生じない状態である。材長 $2L$ を如何に短く選んでも、鉄筋引張力の小さい段階では、材中央部では平面保持が成立している部分が必ず存在する。しかし荷重の増加とともにこの領域は縮少し遂には存在しなくなる。この状態以後の状態が、本章の対象となる応力状態である。従って (6.3) 式において任意の P_{so} を与えてよいが、それは必ず次の条件を満足していなければならない。

$$\frac{P_{so}}{E_s A_s} > \frac{P_{co}}{E_c A_c} \quad (6.5)$$

(6.2), (6.3), (6.4) 式の条件で付着基礎微分方程式を解くことに問題は帰着する。

$$\frac{d^2 t_{x1}}{dx^2} = \beta^2 \frac{\log t_{x1}}{t_{x1}} \quad (6.6)$$

(6.6) 式を境界条件を満足するように解くと

$$\int_1^{t_{x1}} \frac{d t_{x1}}{\sqrt{(\log t_{x1})^2 + C_1/\beta^2}} = \beta \cdot x \quad (6.7)$$

ここに積分常数 C_1 は

$$\begin{aligned} C_1 &= \left(\frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{max}}} \right)^2 \left(\frac{d S_x}{dx} \right)^2 - \beta^2 \left[\log \left(\frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{max}}} S_x + 1 \right) \right]^2 \\ &= \left(\frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{max}}} \right)^2 \left(\frac{P_{so}}{E_s A_s} - \frac{P_{co}}{E_c A_c} \right)^2 \end{aligned} \quad (6.8)$$

ここで問題であるのは (6.8) 式によって積分常数を決めるときに P_{co} を如何に与えるかである。 P_{so} を任意に与え、 P_{co} も任意に与えると、この P_{so} と P_{co} の組合せに対応する材長 L と材端における鉄筋引張力 P_{sL} の値が必然的に決定する。 P_{so} , P_{co} と P_{sL} の間には

$$P_{sL} - P_{so} = P_{co} \quad (6.9)$$

P_{so} と L を任意に与えれば (6.9) 式の関係満足する P_{co} と P_{sL} の値が確定する。しか

しこのような P_{co} をあらかじめ知って (6.8) 式の C_1 を計算することは不可能である。仮定した P_{so} と L に対して適合する P_{co} であるか否かは、 P_{co} を仮定して (6.8) 式から C_1 を決め、(6.7) 式を解いて S_x 分布、 τ_x 分布および P_{sx} 分布を求め、 $x=L$ において $P_{sx}=P_{sl}$ となるかを確かめると云う試行索誤を行って決定せざるを得ない。

しかし、一般に両引型付着応力状態ではコンクリートひずみ $P_{cx}/E_c A_c$ は鉄筋ひずみ $P_{sx}/E_s A_s$ に較べて極めて小さい場合が多い。何故なら、 $P_{cx}/E_c A_c$ の最大値はコンクリートの引張最大歪で限定されるから、一般に $P_{cx}/E_c A_c$ は 1×10^{-4} 以内である。このひずみに応じる鉄筋応力は 200 kg/cm^2 程度である。そこでコンクリートのひずみを無視すると云う簡略化を行っても問題の本質は失われないと推論される。

以上の付着理論を用いて次に示すような具体例について数値計算を行う。 $15 \times 15 \text{ cm}$ のコンクリート断面の中心に公称径 19 mm の異形鉄筋および丸鋼鉄筋が通っている両引型供試体を想定し次の定数および 5.1 表、5.2 表の境界条件に対して理論値を求める。

(断面性状)

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2, \quad A_c = 15 \times 15 - 2.84 = 222 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 300,000 \text{ kg/cm}^2$$

(付着性状)

$$\text{異形鉄筋 } D19: \tau_{\max} = 63 \text{ kg/cm}^2, S_{\tau=\tau_{\max}} = 0.4 \text{ mm}, \beta = 0.0897 \text{ cm}^{-1}$$

$$\text{丸鋼 } \phi 19: \tau_{\max} = 31.5 \text{ kg/cm}^2, S_{\tau=\tau_{\max}} = 0.2 \text{ mm}, \beta = 0.0897 \text{ cm}^{-1}$$

6.1 表 理論計算時の境界条件 (D19 の場合)

境界条件番号	$P_o/E_s A_s$	$P_o \text{ kg}$	$C_1/\beta^2 \times 10^{-4}$
①	0.25×10^{-4}	149	1.43414
②	0.50×10^{-4}	298	5.73388
③	1.00×10^{-4}	596	22.9355
④	2.50×10^{-4}	1,491	143.347
⑤	5.00×10^{-4}	2,982	573.388
⑥	10.00×10^{-4}	5,964	2293.55
⑦	15.00×10^{-4}	8,946	5160.49
⑧	25.00×10^{-4}	14,950	14334.7

6.2表 理論計算時の境界条件 ($\phi 19$ の場合)

境界条件番号	$P_o/E_s A_s$	P_o kg	$C_1/\beta^2 \times 10^{-4}$
①	0.125×10^{-4}	75	1.43414
②	0.25×10^{-4}	149	5.73388
③	0.50×10^{-4}	298	22.9355
④	1.25×10^{-4}	746	143.347
⑤	2.50×10^{-4}	1491	573.388
⑥	5.00×10^{-4}	2982	2293.55
⑦	7.50×10^{-4}	4473	5160.49
⑧	12.50×10^{-4}	7475	14334.7

これらの各条件に対して(6.7)式の左辺の積分を区分積分した結果を6.2図に示す。区分積分時の区間距離 Δt_{x1} は0.02とした。6.2図から S_x の分布に改めたものを6.3図に示す。更に、 t_{x1} の分布または S_x の分布から付着応力 τ_x の分布が直接求められる。6.4図は τ_{x1} の分布を示したものである。6.1表、6.2表から判るようにD19の場合と $\phi 19$ の場合では同じ境界条件番号に対する C_1 および β の値は等しくなっているから、6.2図、6.4図は異形鉄筋と丸鋼に対して共通となる。6.4図から区間距離 $\Delta x = 2.5$ cmとして区分積分により P_{sx} の分布を求めたのが6.5図である。

以上の計算においてコンクリートの歪の項を無視したから、材長の長い部材と短い部材において $x=0$ において $S_x=0$ 、 $P_{sx}=P_{s0}$ と云う或る共通の境界条件を持つ場合には、短い部材の応力状態は長い部材の中央部の応力状態と等しいことになる。これらの計算結果を示した図は以後の検討の基礎資料となる。

6.3 両引型付着特性の理論的検討

6.3.1 鉄筋引張力-端部滑り曲線

典型的な両引型付着状態における鉄筋引張力の分布は、6.6図に示すように、部材中心 $x=0$ において最小値 P_{min} となり、端部 $x=L$ において最大値 P_{max} となる。 P_{sx} の部材全長についての平均値 P_{av} は次式で求められる。

$$P_{av} = \frac{\int_0^L P_{sx} dx}{L} \quad (6.10)$$

一方、 $x=L$ における相対滑り（端部滑り） S_L は

$$S_L = \int_0^L \frac{P_{sx}}{E_s A_s} dx - \int_0^L \frac{P_{cx}}{E_c A_c} dx \quad (6.11)$$

コンクリートひずみを無視すると、(6.10)、(6.11)式より

$$P_{av} = E_s A_s \frac{S_L}{L} = E_s A_s \epsilon_{av} \quad (6.12)$$

(6.12)式で判るように、 P_{av} は付着のない裸の鉄筋を検長 $2L$ で引張ったときに、 $2S_L$ の伸びを生じさせるに要する鉄筋引張力を意味する。6.3図、6.5図を利用して、 $2L=20, 35, 50, 70$ cmの各場合について、 P_{max} 、 P_{av} 、 P_{min} と S_L の関係を求めたのが6.7図の理論曲線である。鉄筋の付着性能が良いほど或る材長、或る S_L に対する P_{max} が大きくなる。6.6図のような両引試験を付着試験法とするのはこの性質を利用しようとするものである。後に述べるように、 P_{max} の大きさそのもので付着性能を評価することは種々の不合理がある。

6.3.2 平均付着応力と付着分布形状係数

鉄筋引張力のコンクリートへの伝達量は P_{max} と P_{min} の差である。従って鉄筋の付着能力の評価は厳密には $P_{max}-P_{min}$ の大きさで行うべきである。材長 $2L$ における平均付着応力 τ_{av} は

$$\tau_{av} = \frac{P_{max} - P_{min}}{L \cdot \phi} \quad (6.13)$$

この τ_{av} はいずれの材長でも S_L の増大に伴って、従って荷重の増大に伴って増加する。6.8図は τ_{av} と平均歪 $\epsilon_{av}=S_L/L$ との関係を示したものである。

付着応力の大きさを便宜上平均付着応力で示すことは付着問題の常道であり、本章においても上述の6.8図において付着応力の大きさを τ_{av} で表現した。しかし両引型付着応力の分布の特性は6.4図に示したように、鉄筋引張力 P_{sL} が小さいときは勿論、 P_{sL} が大きくなっても決して等分布に近似出来ないのが、引抜型付着応力の分布との著るしく異

る点である。平均付着応力が等しくても P_{\max} と P_{\min} の差が等しいことを意味するだけであり、6.9図のように P_{av} が P_{\max} と P_{\min} の中間のどの位置にくるかは、付着応力の分布の形に依存する。そこで次の様に定義される係数 k_1 で付着応力分布の形状を表現する。

$$k_1 = \frac{P_{\max} - P_{av}}{P_{\max} - P_{\min}} \quad (6.14)$$

この k_1 を付着分布形状係数と呼ぶ。6.9図に示したような基本的な付着応力分布の形状に対して、(6.14)式で定義される k_1 を求めて同図に示してある。 k_1 の値を知れば付着分布形の特性が判ることが6.9図から容易に推察される。6.7図の結果から k_1 と平均ひずみ $\varepsilon_{av} (= \frac{S_L}{L})$ の関係を求めた結果を6.10図、6.11図の理論曲線として示してある。6.4図の τ_{x1} 分布図からも推定されるように、 k_1 は平均ひずみの増大に伴って、換言すれば鉄筋引張力の増大に伴って次第に減少し、初期の $2/3$ から $1/2$ に近づく。平均ひずみが或る程度大きくなれば、同一平均ひずみの下では材長が長いほど k_1 の値は小さくなる。

6.3.3 材長の変化が変形特性に与える影響

両引型付着応力状態を生じさせるための短い引張材は、鉄筋コンクリート部材の中のひびわれとわびわの中間部分を表現していると考えてもよい。したがって両端はひびわれの発生位置で材長はひびわれ間隔を意味する。材長変化の影響を調べることは、ひびわれ間隔変化の影響を調べることを意味する。また、端部の滑り S_L はひびわれ間隔が材長と等しい場合に生じるひびわれ幅の $1/2$ を意味する。6.12図は6.7図から S_L が 0.1 mm になるときの材長 $2L$ と端部鉄筋応力の関係を示したものである。これはとりも直さずひびわれ幅が 0.2 mm になるときのひびわれ間隔とひびわれ位置での鉄筋応力の関係を示すことになる。ひびわれ幅の 0.2 mm と云う値は常時荷重下で許し得る限界値と考えてよいから、6.12図によってひびわれ間隔と常時荷重に対する許容鉄筋応力の関係を知り得る。ひびわれ間隔が小さいほど高い許容鉄筋応力を与え得ること、同じひびわれ間隔であれば付着性能が良い場合ほど高い鉄筋応力を与え得るが、付着の影響は比較的少いことが判る。また、同図から例えば鉄筋の許容応力を 2400 kg/cm^2 まで向上させるためには、少なくとも最大ひびわれ間隔が 20 cm 程度になるように制御すべきこと、許容応力を現行設計基準では SR24 に対して 1600 kg/cm^2 としているが、この場合にはひびわれ間

隔は 40 cm 程度以下であればよいことが判る。

P - S_L 曲線から鉄筋応力 P/A_s - 平均ひずみ S_L/L 曲線を求め、それが材長の変化によってどのように変化するかを異形鉄筋のみについて示したのが 6.13 図である。6.

13 図は同一平均ひずみを与える端部鉄筋応力は材長が長くなるほど大きくなることを示している。また、同一鉄筋応力の場合には材長が長くなるほど平均ひずみが小さくなることを示し、同じ鉄筋種類同じ鉄筋比でもひずり間隔が長くなるほど付着を介して行われるコンクリートの引張力分担の程度が高くなり、引張材としての剛性が高くなることを示している。

6.3.4 鉄筋径の変化が変形特性に与える影響

滑り分布を与える方程式 (6.7) 式の内容を含味する。(6.7) 式の C₁ に (6.8) 式を代入する。この場合、コンクリートのひずみは無視出来るとすると

$$\int_1^{t_{x1}} \frac{dt_{x1}}{\sqrt{(\log t_{x1})^2 + \left(\frac{e-1}{S_{\tau=\tau_{\max}}}\right)^2 \left(\frac{P_{so}}{E_s A_s}\right)^2}} = \beta \cdot x \quad (6.14)$$

β の値は

$$\beta^2 = \frac{1+np}{E_s A_s} \cdot \phi \cdot \frac{\tau_{\max}}{S_{\tau=\tau_{\max}}} \cdot e(e-1) \quad (6.15)$$

であるから、付着特性が等しく、径がそれぞれ D₁ と D₂ である大小 2 本の鉄筋についての β の値を β₁、β₂ とすると

$$\beta_1^2 / \beta_2^2 \doteq \frac{D_2}{D_1} \quad (6.16)$$

$$\beta_1 / \beta_2 \doteq \frac{\sqrt{D_2}}{\sqrt{D_1}} \quad (6.17)$$

となる。したがって次の条件を満たせば左辺の積分は等しくなる。

$$\frac{P_{so1}}{E_s A_{s1}} \cdot \sqrt{D_1} = \frac{P_{so2}}{E_s A_{s2}} \cdot \sqrt{D_2} \quad (6.18)$$

また (6.14) 式の右辺の係数 β によって同じ t_{x1} に達するに要する長さ x は D₁ の場

合の長さを L_1 とすれば L_2 は

$$L_2 = \frac{\sqrt{D_2}}{\sqrt{D_1}} L_1 \quad (6.19)$$

となる。 D_1 の鉄筋の場合の半材長 L_1 と D_2 の鉄筋の場合の半材長 L_2 における相對滑りの分布形が等しいのであるから、付着応力の分布形も等しく、平均付着応力も区間 L_1 と区間 L_2 で等しい。従って D_1 鉄筋の場合の $x=L_1$ における鉄筋応力 σ_{s1} と D_2 鉄筋の $x=L_2$ における鉄筋応力 σ_{s2} の比は

$$\frac{\sigma_{s2}}{\sigma_{s1}} = \frac{\tau_{av} \frac{4\pi D_2}{\pi D_2^2} \frac{\sqrt{D_2}}{\sqrt{D_1}} L_1 + \frac{\sqrt{D_1}}{\sqrt{D_2}} \cdot \frac{4 \cdot P_{so1}}{\pi D_1^2}}{\tau_{av} \frac{4\pi D_1}{\pi D_1^2} L_1 + \frac{4 P_{so1}}{\pi D_1^2}} = \frac{\sqrt{D_1}}{\sqrt{D_2}} \quad (6.20)$$

となる。この性質を図示したのが 6.14 図であって、この性質を利用すれば任意の鉄筋径についての計算結果から他の鉄筋径の場合を容易に求めることが出来る。このようにして鉄筋径の異なった場合を計算した結果が 6.15 図である。

6.15 図によると次のような性質があることが判る。同じ材長の場合には鉄筋径が小さいほどコンクリートの引張協力の程度が高く、ある端部鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$ に対する端部滑り S_L は鉄筋径が小さいほど小さくなる。逆に、ある S_L を与える鉄筋応力は鉄筋径が小さいほど大きくなることを示している。

6.4 実験的研究とその結果の理論との査照

6.4.1 実験概要

(1) 供試体

両引型付着の特性を調べるために 6.3 で検討した理論計算例と全く同じ条件の両引試験を行った。⁷⁾ 供試体は 6.16 図に示す通り $15\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ の断面をもつコンクリートプリズムの軸心に $D19$ また $\phi 19$ の鉄筋が一本通っている。プリズムの材長 $2L$ は 20 cm 、 35 cm 、 50 cm 、 70 cm の 4 種類があり、供試体数を 6.3 表に示す。コンクリートの軸方向の割裂きひびわれを防ぐために引抜試験の場合と同様に $\phi 6$ 鉄筋で巻き外径 15 cm 、ピッチ 3 cm のスパイラル筋で補強してある。スパイラルの端部は 1 巻き重複

6.3表 両引試験の供試体

鉄 筋	材 長 2 L cm	供 試 体 数
D 19	20	2
	35	2
	50	4
	70	2
$\phi 19$	20	2
	35	2
	50	4
	70	2

させ鉄筋端にはフックがつけてある。

コンクリート用材料は普通ポルトランドセメント，野州川産砂（最大粒径 2.5 mm，F. M. 2.84）同砂利（最大粒径 15 mm，F. M. 6.28）を用いた。 $w/c=53\%$ ，1：2.4：2.4で試験日材令 28 日まで 21℃ 水中養生を行った。 $\phi 10 \times 20$ コントロールシリンダーによる圧縮強度は材令 28 日で圧縮強度 39.6 kg/cm^2 ，引張強度 32.4 kg/cm^2 であった。

供試鉄筋は SD40（DACON 40）と SR30 を用いた。供試体中央における鉄筋応力 $\sigma_{s, \min}$ を知るために，3.3 で用いたのと同じ方法で鉄筋表面に抵抗線歪ゲージをとりつけ，コンクリートに埋め込み得るよう完全に防水加工した。コンクリートに埋め込む前に，あらかじめ鉄筋のみの引張試験を弾性範囲内で行って，鉄筋力とひずみの関係をあらかじめキャリブレーションしてある。コンクリートの打設はいずれの場合も鉄筋を水平に保って行う，いわゆる横打ちであった。まず鉄筋のレベルまでコンクリートを打設し，約 30 分経過した後に残り半分を打設して，ブリーディングの影響を除くことに努めた。コンクリート材令 2 日で脱枠して後，試験日材令 28 日まで 21℃ 水中養生を行い，試験直前に水槽からとり出し，コンクリート表面が湿潤状態のまま，載荷試験を行って乾燥収縮の実験結果に与える影響を極力避けた。

(2) 試験方法

コンクリートプリズムから突出した両鉄筋端から引張力を加える。各荷重階で端部鉄筋引張力 P_{\max} ，埋め込みゲージのひずみから埋込み部中央の鉄筋力 P_{\min} ，両端における

滑り出し量 S_L ，両端の抜け出し量とコンクリートの引張伸びの合計 $S_{L1} + S_{L2} + 2\Delta L_C$ を測定する。両端部滑り S_{L1} および S_{L2} の測定は 6.1 6 図に示した測定装置のダイヤルゲージ a によって測定される。但しダイヤルゲージ a の読みは S_L とヨーク d 取付け位置からコンクリート端までの裸鉄筋の伸びを含む量であるからこれを補正する。両端の滑りとコンクリートの伸びの合計はダイヤルゲージ b で測定される。鉄筋露出部の伸びの補正は上記と同様に行わなければならない。これらの変形量の測定はいずれも対称をなす 2 個のダイヤルゲージの読みの平均値から得られる。

载荷は端部の鉄筋が降伏するまで行うにとどめても本実験の直接の目的を満たすことになるが、ここでは更に荷重を加えて埋込み部中央で降伏が生じるまで载荷範囲を拡大し、鉄筋降伏後の付着性質をも調べた。

6.4.2 実験結果

実験の滑り測定精度の範囲ではダイヤルゲージ a で別々に測定した両端の滑り測定値の和と、ダイヤルゲージ b から得られた両端滑りとコンクリート伸びの和、すなわち埋込み部分の鉄筋伸びの測定値の間には有意の差がない。従って実験結果の整理ではコンクリートのひずみを無視して次のように仮定出来る。両端の滑り測定値を S_{L1} , S_{L2} とすると鉄筋の平均ひずみ ϵ_{av} は

$$\epsilon_{av} = \frac{S_{L1} + S_{L2}}{2L} \quad (6.21)$$

6.7 図の実験曲線は各々の供試体について両端の滑り S_{L1} と S_{L2} を平均して、その平均値 S_L と P_{max} ，または S_L と P_{min} の関係を示したものである。従って (6.21) 式を用いれば 6.7 図から $P_{max} - \epsilon_{av}$ 曲線または $P_{min} - \epsilon_{av}$ 曲線を簡単に求めることが出来る。6.7 図より異形鉄筋では個々の供試体間での実験結果のばらつきが非常に少いのに対して、丸鋼の場合には極めてばらつきが大きいのでその平均曲線を求めても意味があるか否か疑問であるほどであることが判る。この傾向は材長 $2L$ が短い供試体ほど著しい。従って $2L = 20 \text{ cm}$ ， $2L = 35 \text{ cm}$ に対しては丸鋼の実験曲線は示していない。6.7 図の実験曲線から各荷重階の平均付着応力を (6.13) 式から求め、平均ひずみとの関係を求めたのが 6.8 図の実験曲線である。更に (6.14) 式で定義される k_1 の実験値は 6.10 図と 6.11 図に示してある。

端部の鉄筋が降伏を始めると滑り量または鉄筋伸び量は急激に大きくなるから、ダイヤ

ルゲージ a, b はもはや測定不能となる。端部から鉄筋の降伏が始まり、もし付着抵抗がなくなれば降伏はコンクリートに埋込まれた内部へと拡幅して行って遂には鉄筋全長にわたって降伏する。丸鋼の場合は $2L = 70 \text{ cm}$ 供試体でも全くこのような現象で全域にわたって降伏しその間は荷重は降伏荷重を保つ。異形鉄筋では端部の鉄筋が降伏を過ぎてひずみ硬化域に入り荷重が再び上昇しないと降伏は内部へと拡散しない。変形は測定出来ないが、端部鉄筋力 P_{\max} は試験機指針の読みとして測定されるし、中央部鉄筋引張力 P_{\min} は埋込みゲージの読みから測定出来る。そして P_{\min} が降伏荷重になるまで試験出来る。このようにして求めた P_{\max} と P_{\min} の関係を示したのが 6.17 図である。結果は同種のものゝ平均値をとって示してあり、 $2L = 50 \text{ cm}$ の場合の P_{\max} が降伏を過ぎた以後の実験結果は不備があるので示されていない。 $2L = 70 \text{ cm}$ の結果の点線部分は、プリズム中央に横ひびわれが発生した後を示しているが付着の機構自体はひびわれがはいっても余り変らない。6.17 図を見ると P_{\max} が降伏荷重を過ぎても P_{\max} と P_{\min} の差は降伏以前と殆んど変化しないで、降伏前の曲線の延長として $P_{\max} - P_{\min}$ 曲線が与えられている。これは異形鉄筋の場合は降伏によって断面が縮小しても付着抵抗を急激には失わないことを示している。丸鋼の場合は降伏による断面縮小により付着抵抗は皆無となり、異形鉄筋との付着機構の差を如実に示している。異形鉄筋で降伏以後でも付着抵抗が低下しない原因は付着がリブのかみ合いによって行われているから、断面が縮小してもかみ合いの一部が残ることゝ、降伏した部分では鉄筋ひずみが急増するから相對滑りが極めて大きくなり、これが断面縮小の効果を補っているためと考えられる。

6.4.3 実験結果と理論値の比較

(1) $P_{\max} - S_L$ 曲線と $P_{\min} - S_L$ 曲線について

6.7 図によると理論曲線は定量的には実験曲線と一致しているとは云い難いが、荷重増大による滑り量の増大の傾向、中央鉄筋力 P_{\min} の増大傾向を定性的に可成りよく表現していると云えよう。定量的な一致は τ_{\max} および $S_{\tau=\tau_{\max}}$ の実験値が理論計算時の仮定値と一致しないのが大きな原因で、試行索誤によって τ_{\max} , $S_{\tau=\tau_{\max}}$ の適正値を求めれば定量的にも理論値を実験値に一致させることが出来よう。荷重の小さい範囲で両者の一致が特に悪いのは $\tau - S$ 基本曲線の形を (6.1) 式で表現したことに起因する。すなわち $\tau - S$ 曲線の正しい形は 6.18 図のように (6.1) 式で示される形状より S の小さい範囲で τ の大きい特徴を持つものと推定される。この傾向はすでに 5.3.3 で指摘したところである。

丸鋼について実験結果は極めてばらつきが多く、理論値との比較が困難であるが、一般的に異形鉄筋の場合のように理論値と一致しない。特に $2L=70\text{ cm}$ の結果で見られるように、丸鋼では P_{\max} が大きく、滑りが大きい範囲で理論値と再び一致しない傾向が現れる。これは荷重増大による横ひずみの影響と推定され、 $\tau-S$ 関係を (6.1) 式のように単に S のみで τ が与えられると云う単純化が成立しないことを示している。この性質はすでに3章で指摘したところであるが、両引型付着では特に横ひずみの影響を受け易い。すなわち、引抜型では一方の端部はいずれの荷重階でも必ず無応力であるのに比較して、両引型では荷重増大に伴って鉄筋全長の応力が大きくなるのが、横ひずみにより敏感になる原因である。

(2) $\tau_{av}-\epsilon_{av}$ 曲線について

6.8図によって $\tau_{av}-\epsilon_{av}$ 曲線の実験値と理論値を比較すると、前項で述べたように6.18図に示したような $\tau-S$ 関係の差異が明確に現れていることが判る。また丸鋼の場合の実験曲線では ϵ_{av} が大きい範囲では ϵ_{av} が大きくなるほど τ_{av} が低下することが判る。これは横ひずみの影響が顕著であることを示す結果である。この現象によって両引試験では荷重の大きい範囲では丸鋼と異形鉄筋の差が益々強調される。

(3) 付着分布形状係数 k_1 について

6.11図によって付着分布形状係数 k_1 の理論値と実験値を比較すると次の点で両者の傾向は一致し、本理論によって両引型付着の分布特性が説明出来ることを示している。

(i) 鉄筋の平均ひずみの増大に伴って k_1 の値は序々に減少する。

(ii) 同じ平均ひずみに対する k_1 の値は材長 $2L$ が変化しても殆んどその影響を受けず一定値と考えられる。

(iii) 同じ材長で同じ平均ひずみのときの k_1 の値は常に丸鋼より異形鉄筋の方が大きい。

k_1 の値も定量的には理論値と実験値は一致しない。特に平均ひずみの大きい範囲で実験値は理論値より可成り小さい値を示している。この傾向は異形鉄筋についても丸鋼についても見られる共通のものであるが、その原因は両者で異なる点があると考えられる。まず異形鉄筋の場合について考えると、平均ひずみが大きくなり端部の相対滑りが大きい場合には、コンクリート端面近くでは理論の基本仮定であるコンクリート直応力の断面内等分布が成立たず6.19図のように大きな平面外変形を生じ、鉄筋周囲には表面には現れない内部ひずみが発生する。この現象は多くの実験結果によって確認されている。^{8) 9) 10) 11)} この内部ひずみは当然付着効果を悪くするので実際の付着応力の分布は6.19図に示す

ように端部では理論的に求められる値より低下する。このような端部近くの付着応力の低下は付着応力分布を直接求めたすべての実験で認められるところである。この現象により当然 k_1 の値は理論値より小さくなるのである。

丸鋼の場合には上述の端部乱れの現象の他に、鉄筋横ひずみによる付着劣化の現象が加わる。横ひずみによる付着低下は当然鉄筋応力の大きい端部近くほど著しいから両現象が重なって k_1 の実験値は理論値より著しく低下する。このように異形鉄筋の場合に著しい端部乱れの現象、丸鋼の場合に著しい横ひずみの影響を明確に把握することは今後の重要な研究課題である。

6.5 両引試験法の意義

6.5.1 両引試験法による付着効果の評価法

(1) D. Watstein の方法³⁾

D. Watstein は種々のタイプの異形鉄筋の付着性能を比較するのを目的として、両引試験法を行い、コンクリートの各荷重階における材軸方向伸びを測定した。測定は精度を要するが、付着性能の相対的に優劣を比較するためには優れた方法と云える。しかし、測定値自体は次式に示される物理量 $2\Delta L_c$ であり、具体的な意味を持たない量であることが欠点である。

$$2\Delta L_c = 2 \int_0^L \frac{P_{ex}}{E_c A_c} dx = 2 \int_0^L \frac{(P_L - P_{sx})}{E_c A_c} dx \quad (6.22)$$

(2) 国分、樋口の方法⁶⁾

両引試験結果から $P_{max}-S_L$ 曲線を描き、或る特定の S_L を与えるときの P_{max} の大小で付着効果と評価する方法である。^{12) 13)} 既述の理論から容易に判るように、もし付着効果が全然ない場合でもこの場合の尺度 P_{max} は零となるのではなく、裸の鉄筋を $2L$ の検長で引張ったときに $2S_L$ だけ伸びたときの荷重 P_{av} で与えられる。従って付着効果を表わす一つの尺度は P_{max} と云うより $(P_{max}-P_{av})$ で与えられることが判る。

P_{max} で付着効果を評価すると仮定すると、6.13図、6.15図から判るように鉄筋径が太いほど、材長が短いほど付着効果に鈍感な尺度となり、例えば異形鉄筋と丸鋼との間にも殆んど付着効果の差がないと云う結論を与える。従って例えば本章の実験結果で得られた引抜試験よりも横ひずみの影響によって異形と丸鋼の差が助長されると云う事実を全

然反映することの出来ない方法であり評価法が不適当であることを示している。

(3) P. O. Jonssonの方法¹⁴⁾

付着効果を反映している指標は $(P_{\max} - P_{av})$ であることを着目して Jonsson は豊富な実験結果を与えている。この報告では荷重 P_{\max} と両端で滑り量 S_{L1}, S_{L2} , コンクリートブリズムの伸び $2\Delta L_C$, 裸鉄筋の伸び $2L \cdot \epsilon_{av}$ のそれぞれが与えられている。Jonsson はデーターを提示するのみに止めているが、その意図は $(P_{\max} - P_{av})$ で付着を評価しようとするものであることが判る。

$(P_{\max} - P_{av})$ を尺度とすれば、付着効果のないときはこの尺度は零となり、分解能のよい合理的な尺度となる。しかし $(P_{\max} - P_{av})$ は P_{\max} のタテ座標と P_{av} のタテ座標の差として与えられ、しかもこれらの量は $(P_{\max} - P_{av})$ に比して大きい量である。従って $(P_{\max} - P_{av})$ は絶対値の大きい変位量相互間の差で与えられ、測定精度が悪ければ結果に大きな影響を与える。相当入念な実験においても、 $2L = 20 \sim 30$ cm 程度で D 25 を試験すると云うような条件では P_{\max} より P_{av} の方が大きいと云う矛盾した結果が現れることがあり、試験法としては必ずしも適当な方法とは云えない。

(4) 著者の方法

$(P_{\max} - P_{av})$ は付着効果の一種の尺度ではあるが、付着効果そのものを正確に表わしてはいない。正確に付着効果の尺度と云い得る量は端部の鉄筋力 P_{\max} と中央部鉄筋応力 P_{\min} の差である。この $(P_{\max} - P_{\min})$ を両性試験から求めるためには 6.1.6 図の埋込みゲージのような P_{\min} の測定のための特別な工夫が必要である。 P_{\min} を正確に求めることが出来れば付着効果は或る荷重階における P_{\max} と P_{\min} の差として滑り測定値に依存することなく荷重と荷重の差として求めることが出来る。

6.5.2 標準付着試験法としての両引法の適性

(1) 付着性能の相対的優劣の判定法としての適性

6.5.1 のいずれかの方法によって付着性能の優劣を判定は出来るが、両性試験法では相対滑りの比較的少い範囲での付着性能しか比較出来ない。何故なら大きい S_L を得るためには材長 $2L$ を大きくする必要があるが、 $2L = 50$ cm の場合でも鉄筋が降伏しないと云う制限のために高強度の丸鋼を用いても 0.3 mm \sim 0.4 mm 程度の S_L の範囲までしか実験結果が得られないことが 6.1.5 図から判る。

一方 $2L$ を余り大きくすると P_{\max} と P_{\min} の差が大きくなり、コンクリートが引張によってひびわれが入ってしまう。例えば断面 15×15 cm, D 19 では $2L = 50$ cm 程

度が限度となる。しかもこの場合は引抜試験と異なって相対滑りが零から S_L までの変化する間の平均的な付着効果が与えられることになるので直更滑りの大きい範囲の付着効果を調べるには不適當である。

付着効果を最も合理的に著者の方法で ($P_{\max} - P_{\min}$) として評価したとする。6.7図の $2L = 50$ cm の場合の理論値と実験値より、特定の S_L の時の付着効果を求め、異形鉄筋と丸鋼の比を示したのが6.4表である。異形鉄筋と丸鋼の付着効果の比は S_L の増加に伴って増大することを理論値も実験値も示している。特に注目したいのは滑り量の小さ

6.4表 2種の鉄筋の付着効果の比 ($2L = 50$ cm)

			S_L (mm)				
			0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
理論値	$P_{\max} - P_{\min}$ ton	異形	1.90	2.80	4.15	4.95	5.50
		丸鋼	1.65	2.35	3.05	3.35	3.65
	異形/丸鋼		1.15	1.19	1.36	1.48	1.51
実験値*	$P_{\max} - P_{\min}$ ton	異形	3.14	4.96	6.05	7.29	7.90
		丸鋼	2.12	2.50	2.37	2.30	2.17
	異形/丸鋼		1.48	1.98	2.55	3.17	3.64

* 異形については4本、丸鋼についてはNo. 1を除いた3本の供試体の平均値

い時にこの比が小さいことで、 $2L = 20 \sim 30$ cm 程度ではこの場合より更に小さい滑り範囲でしか実験結果が得られないから、付着効果の優劣が鈍感にしか表現されない傾向がある。6.4表の実験値で滑りの大きい範囲でこの比が理論値の比にくらべて極めて大きくなるのは、すでに述べたように横ひずみの影響である。従ってこの方法は鉄筋表面の幾何学的条件（例えば異形鉄筋のリブの形状寸法など）と横ひずみの影響と云う2つの要因の組合った効果を調べることになり、各々の要因を分離して調べるには適當でない。

P_{\min} を測定するために著者の実験では埋込み鉄筋の中央位置の鉄筋引張力を測定したが、幾何学的中央で P_{\min} が生じているか否かは疑問であり、もし P_{\min} となる位置が中央より偏していれば、実験結果は付着効果を正確に評価していないことになる。この場合、中央点での測定値は P_{\min} に等しいかまたは P_{\min} より大きい値を常に測定していることになるので、測定誤差が片方にだけちらばることになり、 P_{\min} の適確な測定値ではない。

このように両引試験法は付着効果の優劣の標準的な評価法としては種々の欠点を持っ
ているが、荷重を全て鉄筋から与えることになるので、応力状態は極めて自然で、例えば
ひびわれ間の付着応力状態を再現する方法としては優れた方法と思われる。従って変形測
定法の精度が適確ならば、滑りの小さい間での付着効果を調べる研究的な手法としては大
いに意味のある方法である。

(2) 鉄筋のひびわれ分散性能の評価法としての適性

両引試験法は曲げ材のひびわれ間の付着状態を比較的忠実に再現しているから、ひびわ
れ分散に対する鉄筋の性能評価法として有効であると言う説がある。^{6) 13)} そして例えば特
定の材長について引張試験をして滑り S_L の時の鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$ を求め、それでひびわ
れ幅を $2 S_L$ に制限した場合の鉄筋の許容応力を表わすと云うような論理が行われ勝ちで
ある。しかし 6.1 2 図、6.1 5 図から判るように或る滑りを与える時の鉄筋応力は材長お
よび鉄筋比によって著しく異なるのが本質的性質であって、特定の材長、特定の鉄筋比の
試験からは一般的な性能評価は得られない。ひびわれの分散化の性能は付着作用の 1 つの
大きな効果であるが、それを評価するためには或る条件下で荷重を与えることによって発
生させたひびわれの間隔を求めることが才一義的であって、両引試験法ではいわば評価の
尺度となるひびわれ間隔を強制的に一定値に与えたことになるので合目的でない。

従って或る特定の条件下で両引試験を行っても、その結果は鉄筋のひびわれ分散性能の
一般的な尺度とならない。この目的のための合理的な試験法については才 7 章で論ずる。

6.5.3 両引試験法の改良

6.5.2 で述べたように 6.1 図で示されるような両引試験法は、次の様な特色を持ってい
る。

- i) 相対滑りの比較的少ない範囲での平均的な付着性能の優劣を表現する。
- ii) 付着性能に与える鉄筋の横ひずみの影響が現れ易い。
- iii) ひびわれ分散性能試験としては直接的でない。

付着応力を支配する最も大きな要因は相対滑りであることは、本研究の基本的な着眼点
であるから、付着性能を調べる試験法としては、まず才一に広い滑り範囲での付着特性を
調べることが重要と考える。引抜試験法はこの要求は満たすが、鉄筋の横ひずみの影響
に鈍感であった。鉄筋の横ひずみの付着効果に与える影響を明確にすることも重要な研究
課題であるから、滑りと横ひずみと云う付着にとって重要な 2 つの要因を任意に組合わせ
て試験出来る方法があることが望ましい。この目的のために著者は 6.2 5 図のような試験

法が有意義と考える。この方法はすでに Thomas によって試みられている方法であるが⁵⁾、著者の強調したいのは 6.20 図の L_1 と L_2 の組合わせを変化させることによって上述の 2 要因を任意に組合わせ得る点にある。その組合せの意味を示したのが 6.5 表である。

6.5 表 6.20 図における L_1, L_2 の組合せの意味

組 合 せ		影 響		備 考
L_1	L_2	相対滑りの変動範囲	鉄筋横ひずみの影響	
短	無限大	大	小	引拔型
短	変化	変化	変化	改良型
短	短	中	中	Thomas 型 ⁵⁾
短	零	小	大	両引型
長	零	小	中	半無限体型

6.6 本章の総括

本章は 4.2.3 で定義した両引型付着応力状態について究明したものである。両引型付着を代表する所謂両引試験の応力状態に対して、才 4 章で述べた付着理論を適用し、得られた理論的性質と実験結果とを比較検討した。その結果から両引試験法の特性を指摘し、理論と実際の応力状態とのギャップについて考察を加えた。

以上の結果より、付着標準試験法として両引試験法を選んだ場合の適性を論じ、その改良点を指摘した。

得られた結果を要約すると次の通りである。

- (i) 才 4 章に示した付着理論を実験時と同じ条件に対して適用し、実験結果と比較した結果、理論によって両引試験の諸現象を総じてうまく表現出来ることを示した。
- (ii) 理論と実験の定量的な不一致のある一因は、 $\tau-S$ 基本仮定の形状によるもので、全てが理論の不備に帰し得ない。
- (iii) 両引試験法は鉄筋の軸方向応力による横ひずみの影響を敏感に受け、丸鋼のように横ひずみの影響を受け易い鉄筋では理論の量的不一致の原因となる。
- (iv) 両引試験法は相対滑りの小さい範囲内での付着性質を総合的に表現している。
- (v) 両引型付着応力の分布形状は、形状係数 k_1 を用いて合理的に表現することが出来る。

(vi) 両引型付着応力の分布は理論的に予想されるよりもコンクリート端部に極く近い部分で付着劣化があるような形を示し、その原因は内部ひびわれと、横ひずみであると考えられる。

(vii) 両引試験法は鉄筋のひびわれ分散性能の評価法としては直接的な方法ではない。

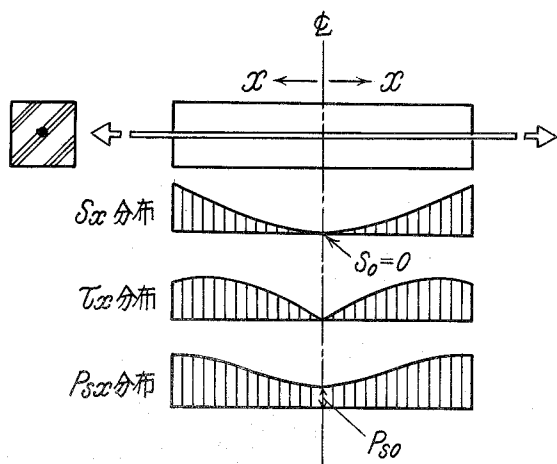
(viii) 相対滑りの他に付着性質にとって重要な影響要因である鉄筋の横ひずみの影響を調べるために合理的な改良型両引試験法が提案された。

〔オ6章参考文献〕

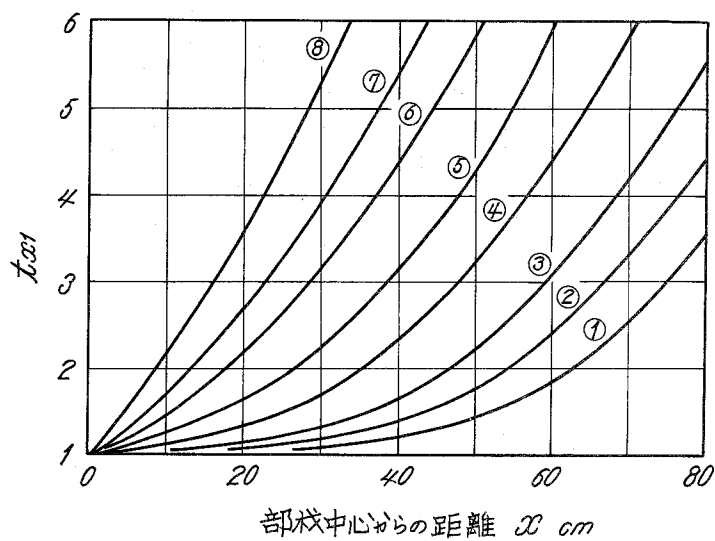
- 1) 六車熙, 森田司郎; “鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (Ⅱ. 鉄筋コンクリート引張材の変形について)” 日本建築学会論文報告集 オ134号
昭和42年4月
- 2) R. Saliger; Der Stahlbetonbau, Achte Auflage,
Franz Deuticke, Wien. 1956 p. 142
- 3) D. Watstein & N. A. Seese Jr.; “Effect of Type of Bar
on Width of Cracks in Reinforced Concrete subjected
to Tension,” J of ACI Vol. 41 No. 14 Feb. 1945
- 4) S. A. Ödman; “Bond between Reinforcing Bars and
Concrete — Short-Time Tests,” RILEM Symposium on
Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete,
Stockholm 1957 Vol. IV
- 5) F. G. Thomas; “Recherches sur l'Adhérence, l'Anchorage
et la Fissuration,” CEB Bulletin D'information
No. 48 Avr. 1965
- 6) 国分正胤, 樋口芳朗, “鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法についての提案”
日本ACI研究発表講演会概要 昭和39年2月
- 7) 六車熙, 森田司郎; “引張法による付着試験” 建築学会論文報告集 号外
昭和40年9月
- 8) B. B. Broms, “Crack Width and Crack Spacing in
Reinforced Concrete Members,” J. of ACI. Vol. 62

No. 10 Oct. 1965

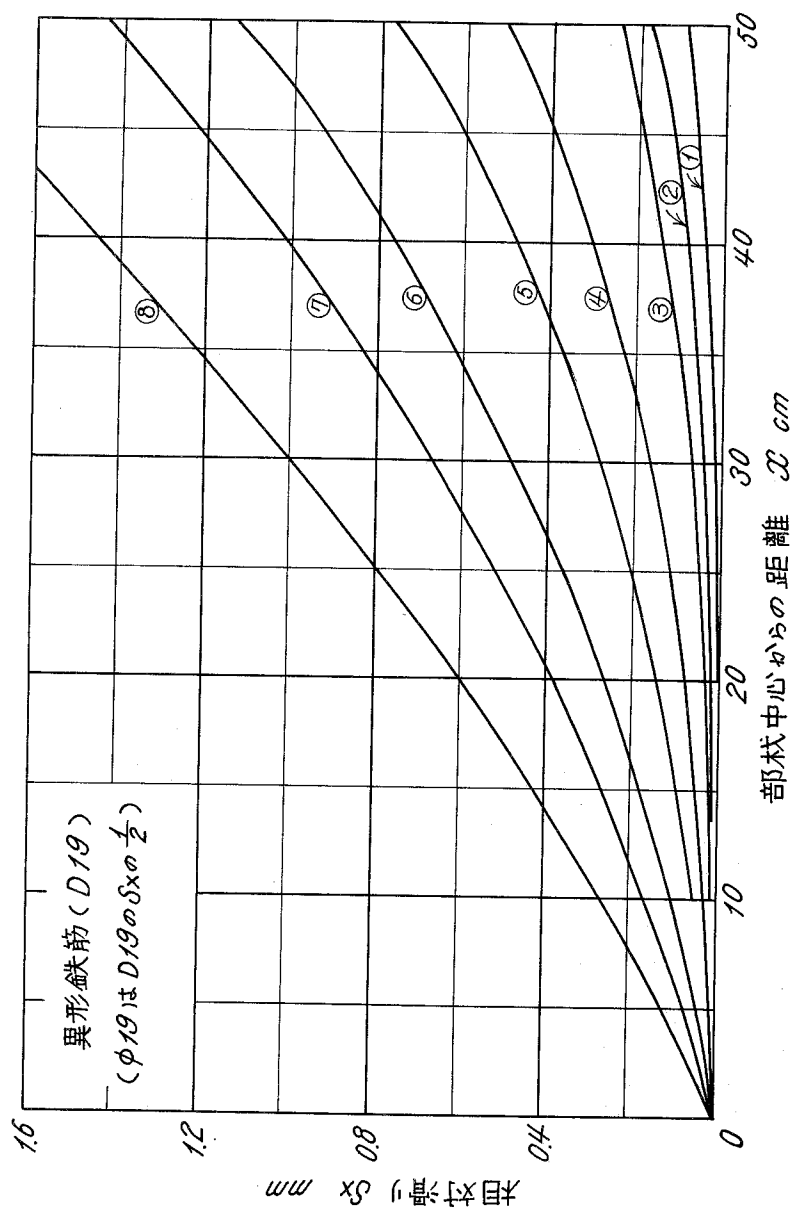
- 9) B.B.Broms; "Technique for Investigation of Internal Cracks in Reinforced Concrete Members." J. of ACI Vol. 62 No. 1 Jan. 1965
- 10) D.Watstein, R.G.Mathey, "Width of Cracks in Concrete at the Surface of Reinforcing Steel Evaluated by means of Tensile Bond Specimens." J. of ACI. Vol. 31. No. 1 July 1959
- 11) 後藤幸正, 植田紳治, 満木泰郎, "鉄筋コンクリート部材引張部のひびわれの関する研究 - 両引供試体による実験 - " 土木学会コンクリートライブラリー オ14号 1965年12月
- 12) 国分正胤, 岡村甫, "コンクリートに対する異形鉄筋の付着性状に関する研究" 土木学会コンクリート・ライブラリー オ14号 昭和40年12月
- 13) 村田二郎; "鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法の研究" セメント・コンクリート No. 223 昭和40年9月
- 14) P.O.Jonsson; "Investigations of Bond between Reinforcement and Concrete." Swedish Cement and Concrete Research Institute, Proceedings No. 29, Stockholm, 1957.



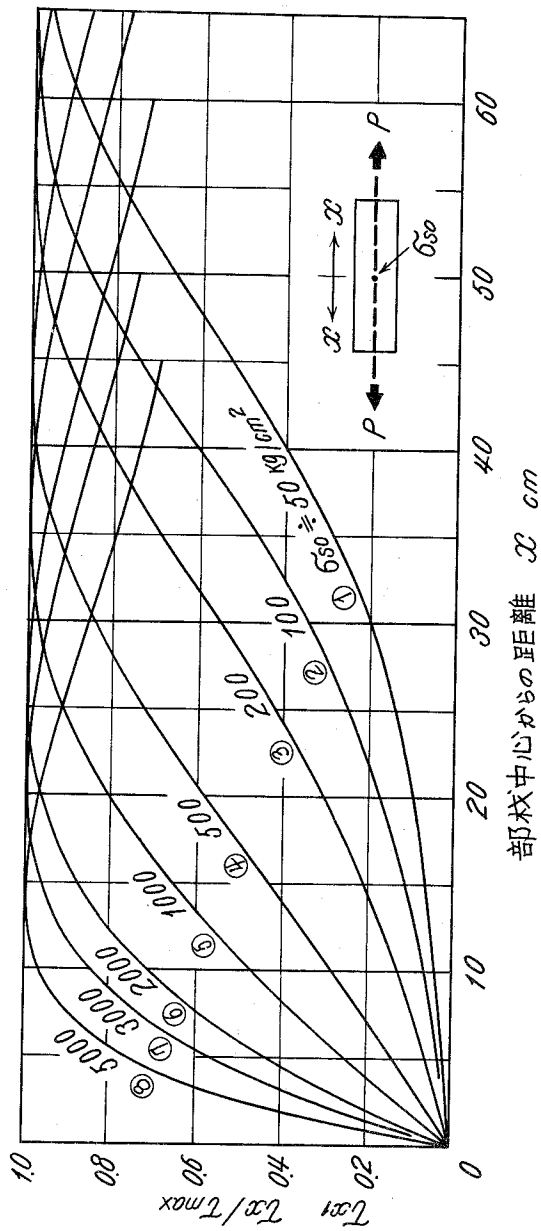
6・1 図 両引型付着応力状態



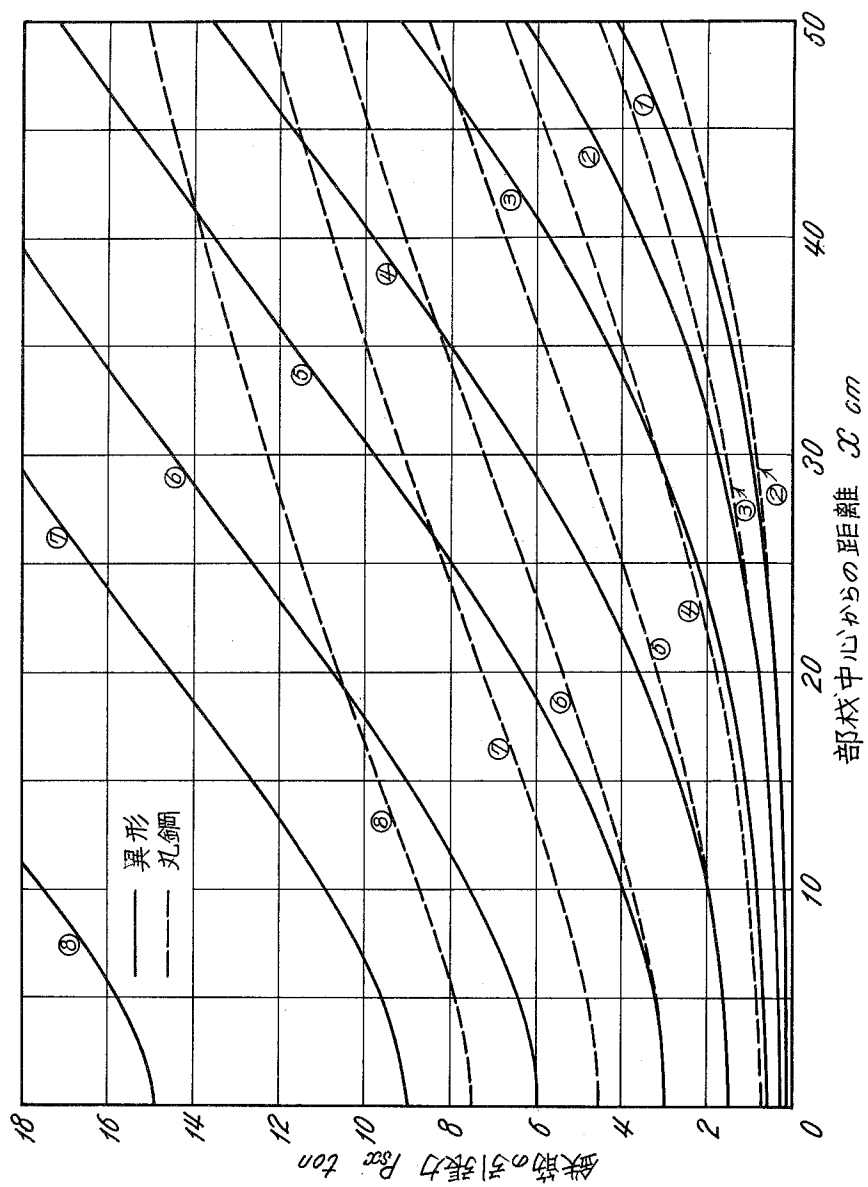
6・2 図 t_{x1} 分布の計算例



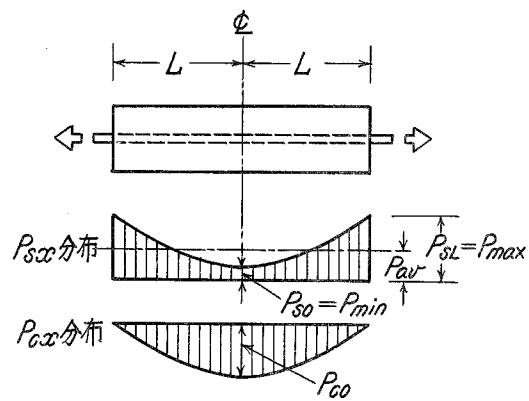
6.3 図 相対滑り分布の計算例



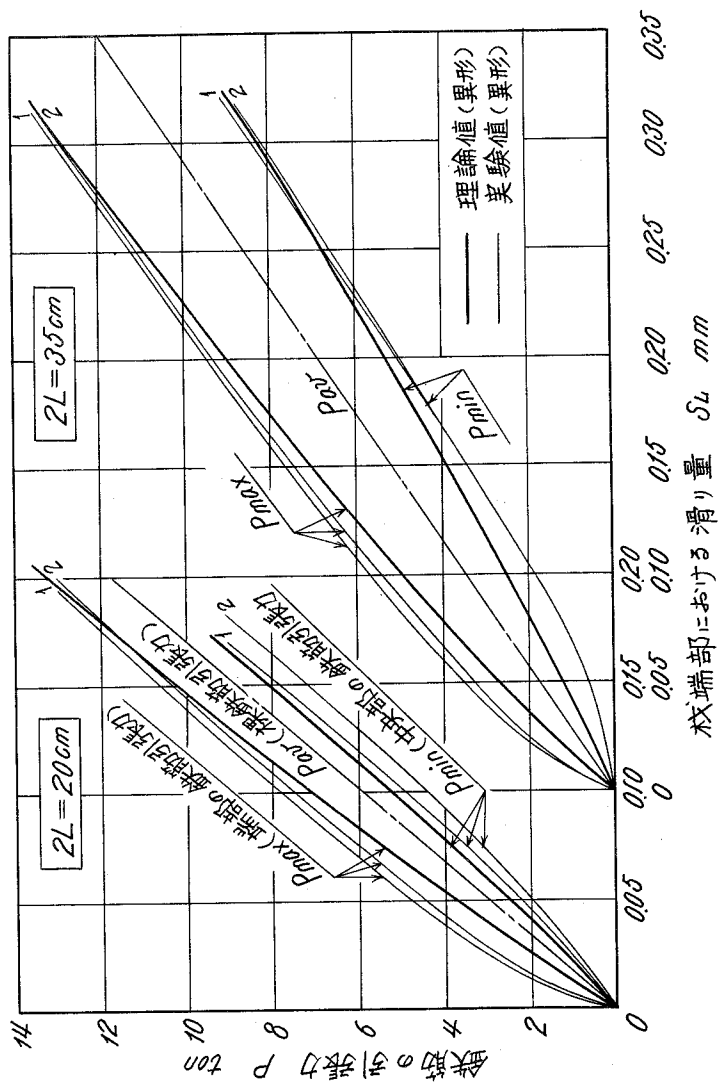
6・4 図 付着応力分布の計算例



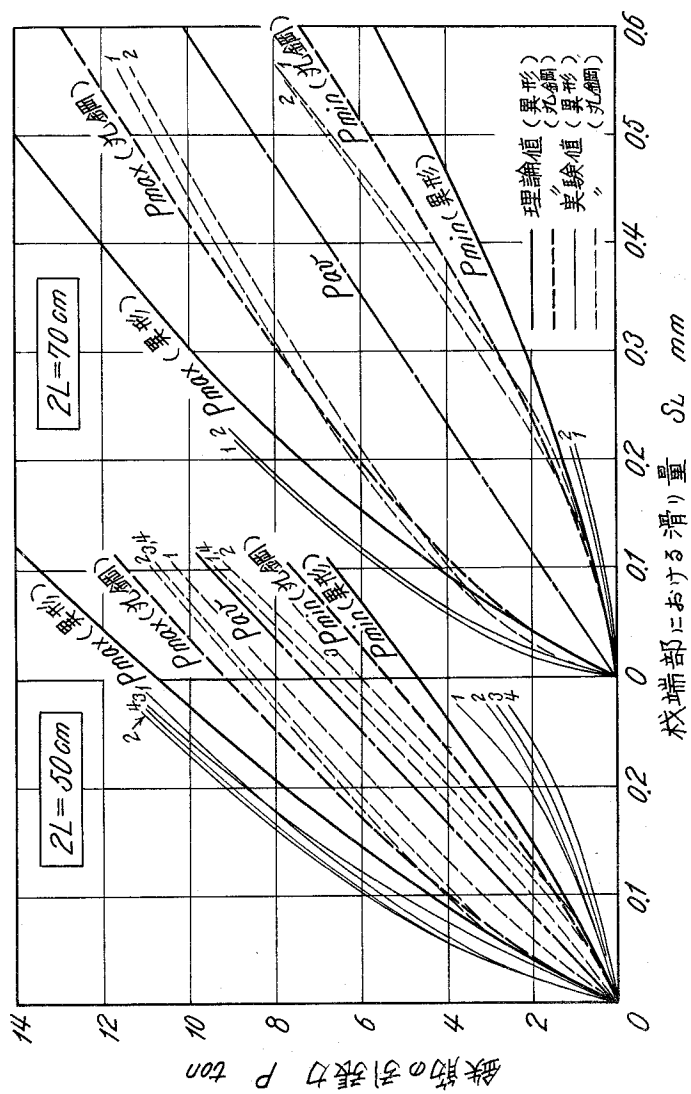
6・5 図 鉄筋引張り力分布の計算例



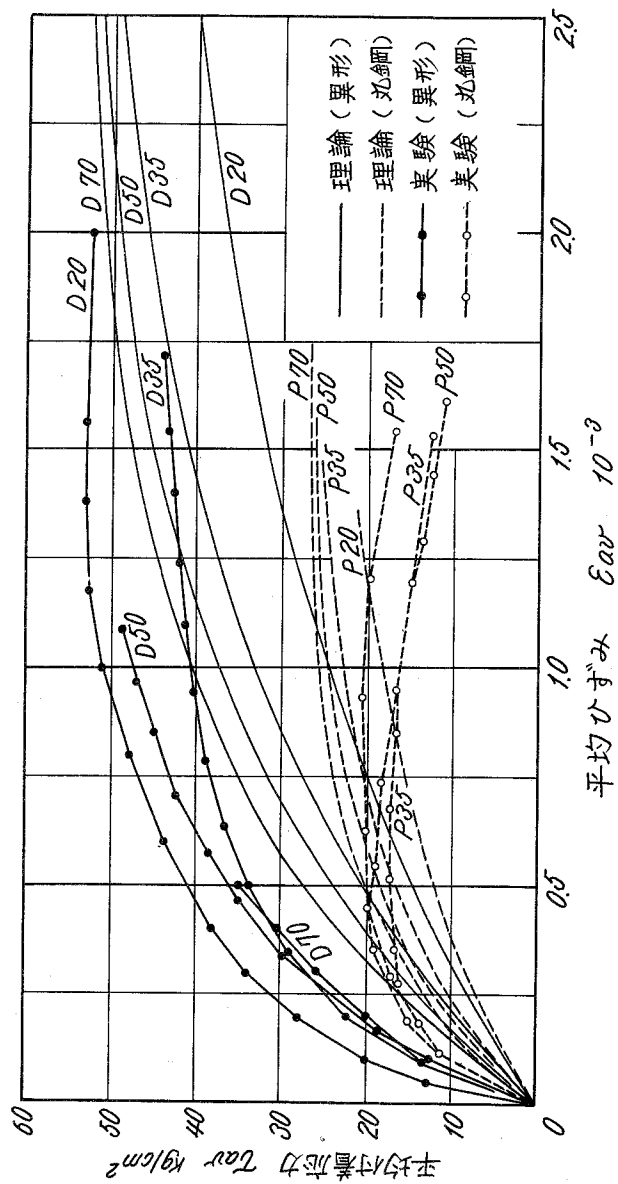
6・6図 両引型付着応力状態の記号



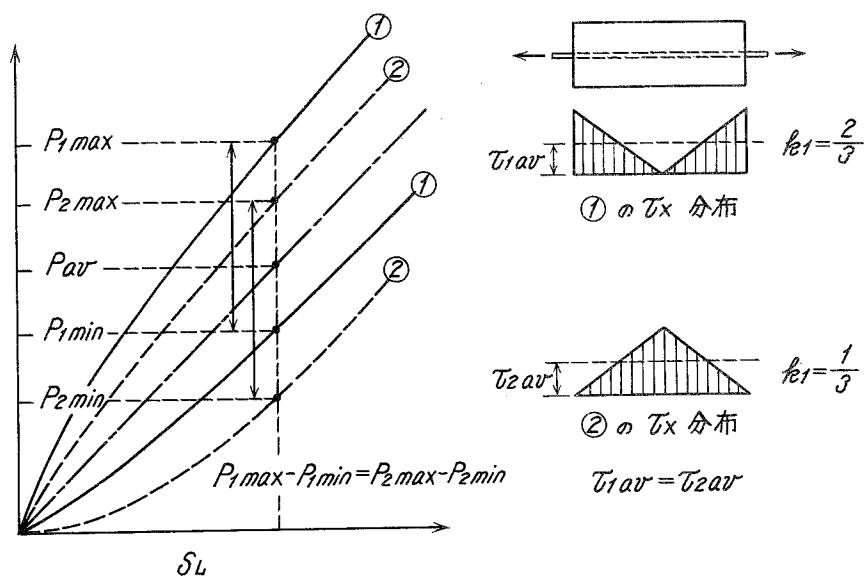
6・7 図 (a) 鉄筋引張力と材端滑り量との関係



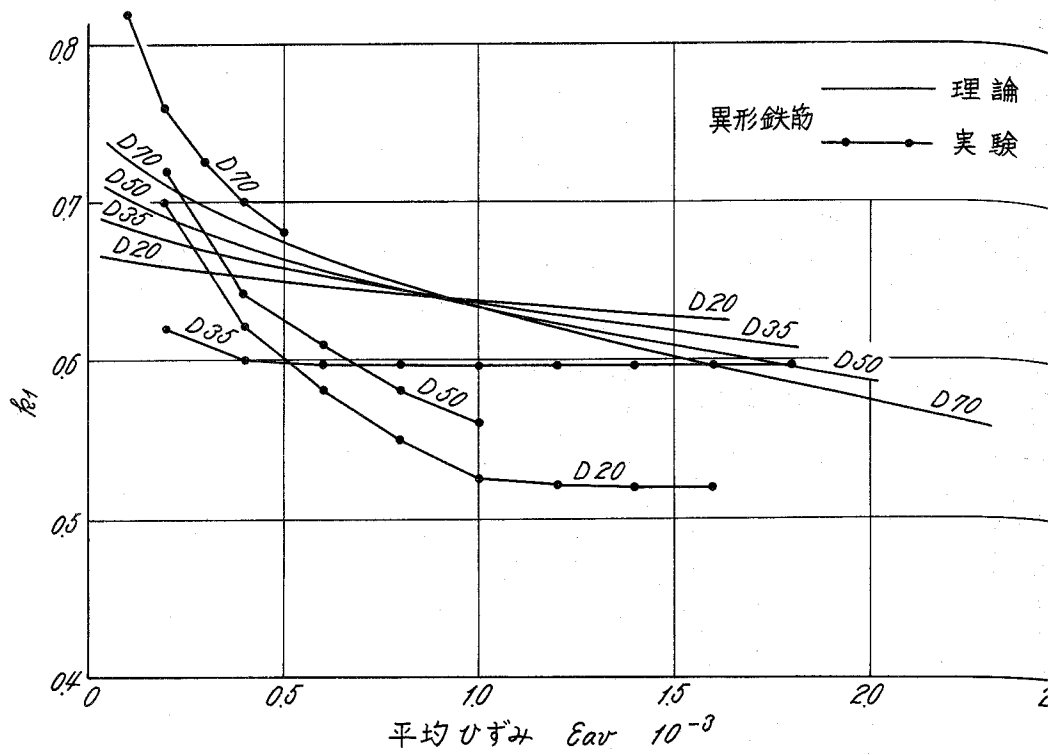
6・7 図 (b) 鉄筋引張力と材端滑り量との関係



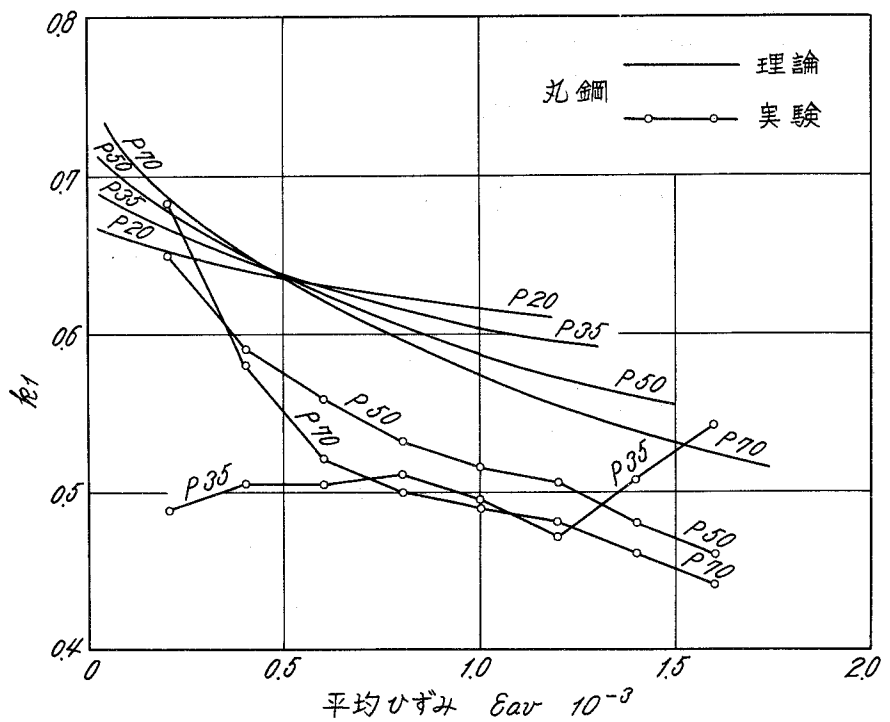
6・8 図 平均付着応力と平均ひずみの関係



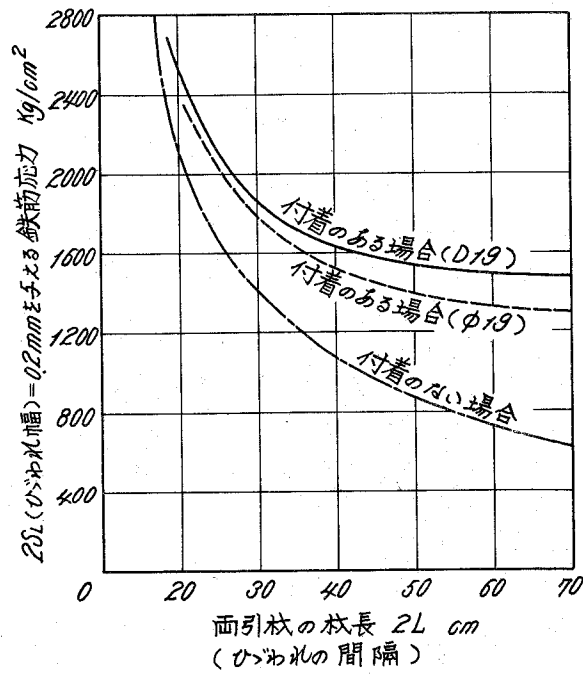
6・9 図 付着応力分布形が鉄筋引張力-滑り関係に与える影響



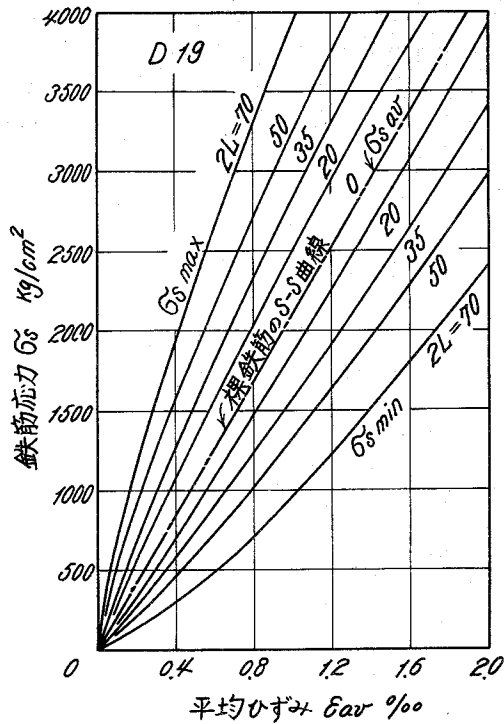
6・10 図 付着分布形状係数 k_1 と平均ひずみの関係（異形鉄筋の場合）



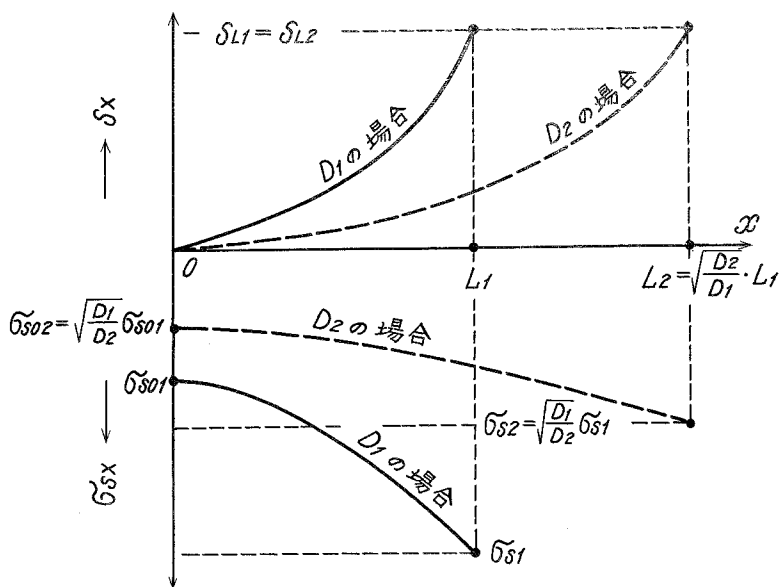
6・11 図 付着分布形状係数 k_1 と平均ひずみの関係（丸鋼の場合）



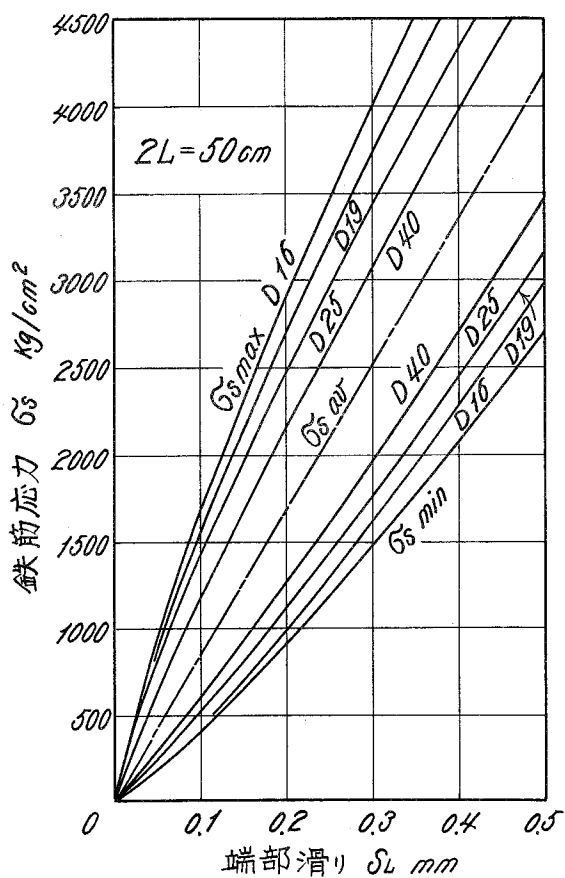
6・12 図 一定の材端滑りを与える鉄筋引張力と材長の関係



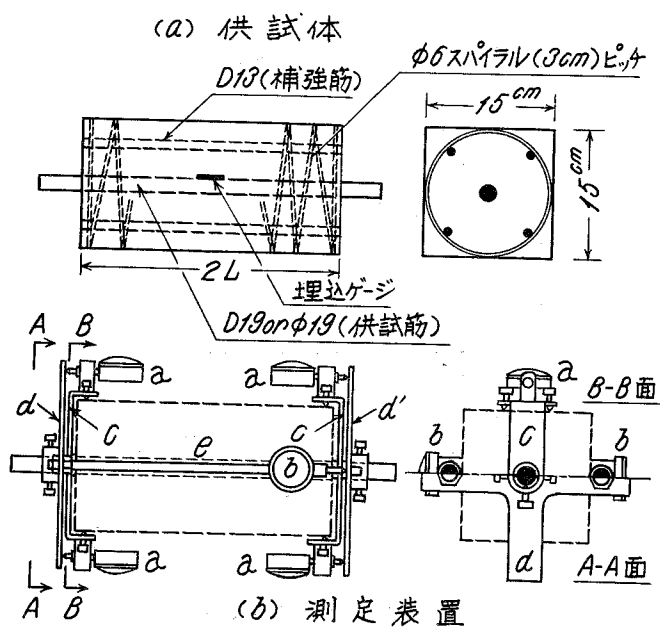
6・13 図 面引材の鉄筋応力と平均ひずみの関係



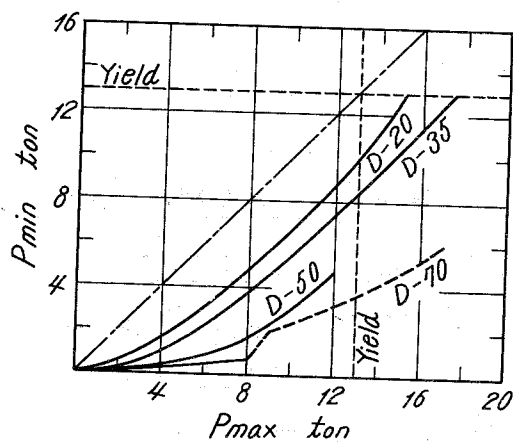
6・14 図 鉄筋径の変化が滑り分布，鉄筋応力分布に与える影響



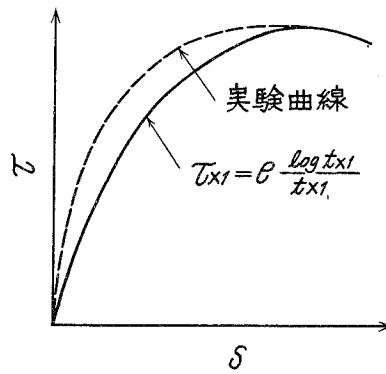
6・15 図 鉄筋量の変化が鉄筋応力-材端滑り曲線に与える影響



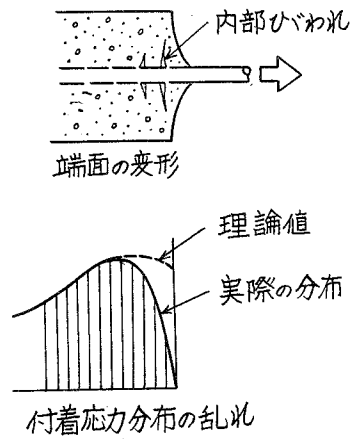
6・16 図 短い両引供試体と測定装置



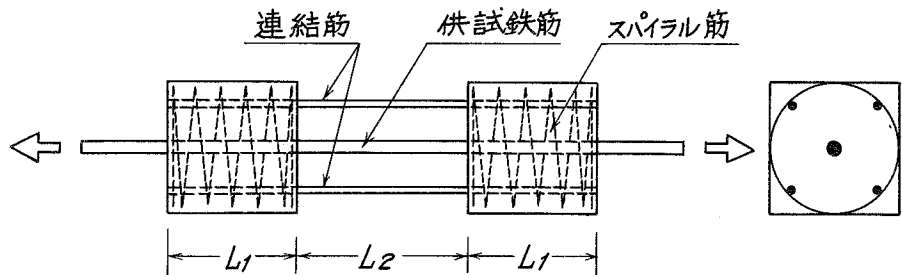
6・17 図 鉄筋降伏後の付着効果



6・18 図 τ - δ 基本曲線の近似曲線の特徴



6・19 図 コンクリート端断面近くの応力の乱れ



6・20 図 両引試験の改良法

第 7 章 細長い鉄筋コンクリートプリズムの引張変形とひびわれ

7.1 概 説

前章での両引型付着についての研究においては、鉄筋から付着を介してコンクリートプリズムへ移動した引張力によってひびわれが発生すると云う現象を考慮せずに論を進めた。従ってひびわれがどのように発展して行くかという問題は抜きにして、あるひびわれ間隔が与えられればそのひびわれとひびわれの間の部分の応力状態がどのようなものであるかを調べたものであった。このような鉄筋コンクリートプリズムを“太短いプリズム Short Prism”と表現する。これはひびわれが発生しないと云う意味で太いと云う表現を用い、半無限体型と区別するために短いと云う表現を用いたことによる。

これに対して本章で取扱うのは、荷重によって、プリズムに引張ひびわれの発生するような、そしてひびわれ間隔に比して材長が充分長いような鉄筋コンクリートプリズムであるので、“細長いプリズム Long Prism”と云う表現を用いている。

本章では荷重による鉄筋コンクリートのひびわれが初ひびわれ段階から荷重増大に伴って次第に新しいひびわれが発生して行く現象を究明し、このひびわれの進展に伴って鉄筋コンクリート部材としての変形性状がどのように変化して行くかを求めようとするものである。

7.1 図は細長い鉄筋コンクリートプリズムを引張試験した場合に、引張力増大に伴ってひびわれが発達し、ひびわれ発展に応じて付着応力の分布が変遷して行く状態を模型的に示したものである。どの段階の応力状態をとり挙げても、隣接ひびわれ間の 1 単位の応力状態は第 6 章または第 4 章ですでに論じたところであり、それらの単位が連続したものとして細長いプリズムを理解することが出来る。したがって本章の応力状態の理論的基礎は既述のところであって、ここでは各段階の遷移過程を説明出来れば理論的追跡の目的を達する。¹⁾

一方、ひびわれ問題の定量的検討は、ひびわれに介入する多くの要因を理論的にとりあげることの困難さから、実験的にこれを行うのが实际的である。特にひびわれ間隔の制御の量的問題は実験的研究によらざるを得ないのが実状であろう。そこで著者はひびわれ間

題を扱う上で最も基本的な部材である細長い鉄筋コンクリートブリズムの引張試験を種々の角度から行い、部材の変形におよぼすひびわれ間コンクリートの影響、ひびわれ幅等の問題について考察を加える。更に鉄筋のひびわれ分散性能を評価する方法としての細長い鉄筋コンクリートブリズムの引張試験法についてその適性を論述する。

7.2 細長いRCブリズムの変形とひびわれ理論

7.2.1 基本方針

7.1図において(a)の段階はひびわれが未だ発生せず、付着応力は両端の定着域だけに発生する状態で、半無限体型付着である。もし材全長が両端の定着域に較べて充分長ければ、ブリズムの荷重と変形（または平均ひずみ）の関係は中心圧縮柱と同様に次式で表わされる。

$$P = (E_s A_s + E_c A_c) \epsilon_{av} = (1 + n p) E_c A_c \epsilon_{av} \quad \dots\dots (7.1)$$

(7.1) 式の関係を示したのが7.2図の原点を通る直線である。ここでも簡単のために、コンクリートは引張に対して弾性で、 $\epsilon_{av} = 1.0 \times 10^{-4}$ になる点(7.2図A点)で初ひびわれが生じると仮定する。この仮定は実験的にも納得出来る仮定である。

初ひびわれ①が発生すると7.1図(b)の段階に移り平均ひずみは 1.0×10^{-4} 以上になるか、まだ半無限体型付着状態である。これはコンクリートの引張強さが材長に沿って一様と考えたと理論的に考えられない過程であるか、実際には初ひびわれはコンクリート強度が弱い断面に生じ、平均強度より高い強度の部分ではひびわれ発生が遅れ、材長は短くなるが未だ半無限体型付着であると言う(b)の状態が現実には必ず存在する。しかしこの段階の材長（ひびわれ間隔）を知ることは、コンクリート引張強度の材長方向の分布と云う極めてランダムな現象に依存しているので理論の対象にはなり難い。

やや荷重が増大すると、新しいひびわれ②が発現し、付着応力状態は両引型付着の連続したものになる。したがってこの段階の荷重と変形の関係はひびわれ間隔さえ得られれば第6章の結果を応用して容易に求め得る。またひびわれ間隔もコンクリートに移行した引張力がコンクリート断面の引張強さに達した位置でひびわれが発生すると云う条件式によって第6章の結果から求めることが出来る。このようにして7.2図のC点のような任意の点が求められる。この段階で殆んどひびわれが出揃うのであるが、鉄筋の付着特性によっては、更に荷重が増大すると新しいひびわれ③が発生して、ひびわれが更に細分化される。この段階が(d)で示されている。理論的取扱いはcと同様に両引型付着であるが、ひび

われ間隔が小さくなる。この段階に対応する点が7.2図のD点である。(b)段階は理論的取扱いは出来ないが、A点とC点D点を連続的に結んだ線上のB点として表現される。

細長いプリズムを引張った場合の変形とひびわれがこのようにして求められ、7.2図の曲線OABCDはRCプリズムの荷重P-平均ひずみ ϵ_{av} 曲線である。鉄筋のみの荷重-ひずみ曲線を7.2図に併記し、C点に対応するE、F点を求めると、E、F点は次の様な意味をもつ。E点の座標はRCプリズム中で7.3図に示すように波打っている鉄筋引張力の長さ方向の平均引張力 P_{av} と平均ひずみ ϵ_{av} を示し、F点の座標はひびわれ位置での鉄筋引張力 $P_{max} = P_{SL}$ と最大ひずみ ϵ_{smax} を与える。

以上のような理論的検討を行うには、解の性質上、鉄筋やコンクリート等の材料の品質、寸法、付着特性値等を具体的に与えて数値計算を行わなければならない。そこで本章における理論的検討は第6章の計算値を利用するため次の様な条件について行う。

〔断面性状〕

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ (1-D19 or 1-}\phi 19 \text{)}$$

$$A_c = 15 \times 15 - 2.84 = 222 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ひびわれ後} \quad E_c = 210,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ひびわれ前} \quad E_c = \sigma_{tB} \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{コンクリートの破断引張ひずみ} \quad \epsilon_{cr} = 1.0 \times 10^{-4}$$

$$\text{コンクリートの引張強度} \quad \sigma_{tB} = 32.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ or } 16.2 \text{ kg/cm}^2$$

〔付着性状〕

$$\text{異形鉄筋 D19 : } \tau_{max} = 63 \text{ kg/cm}^2, S_{\tau-\tau_{max}} = 0.4 \text{ mm},$$

$$\beta = 0.0897 \text{ cm}^{-1}$$

$$\text{丸 鋼 } \phi 19 : \tau_{max} = 31.5 \text{ kg/cm}^2, S_{\tau-\tau_{max}} = 0.2 \text{ mm},$$

$$\beta = 0.0897 \text{ cm}^{-1}$$

7.2.2 ひびわれ間隔

RCプリズムにひびわれの発生する条件式は次式で表わされる。

$$P_{max} - P_{min} = \sigma_{tB} \cdot A_c \quad \dots\dots (7.2)$$

ここに σ_{tB} はコンクリートの引張強さ、 A_c はコンクリートの断面積である。この条件を満たす P_{max} 、 P_{min} 、 L の組合せを6.5図から読み取ることが出来るが、この場合には計算例で選んだ P_{min} の場合の組合せしか得られず、むしろ P_{max} を任意に選んで

その P_{\max} に応じる P_{\min} と L を求め得る図の方が便利である。この目的のために 6.5 図を変形して、 P_{\max} を与え、そのときの L と P_{\min} の関係を示したのが 7.3 図である。

7.4 図を用いると $\sigma_{tB} \cdot A_c$ の値が与えられれば P_{\max} に応じて (7.2) 式を満足する半材長 (ひびわれ間隔の半分) を求めることが出来る。

いま或る P_{\max} に応じる L の値が 7.4 図から L_1 と求められたとする。もし、それ以前に生じているひびわれの間隔が $2L_1$ 以上であれば (7.2) 式が成立してひびわれが発生し、ひびわれ間隔はその半になる。 $2L_1$ より少しでも短かければ、その荷重階ではひびわれが生じない。したがってこの荷重階に生じるひびわれ間隔の最小値 e_{\min} は L_1 であり、最大値 e_{\max} は $2L_1$ である。

$$e_{\max} = 2 e_{\min} = 2 L_1 \quad \dots\dots (7.3)$$

ひびわれ間隔は e_{\min} と e_{\max} の範囲でばらつくから、平均ひびわれ間隔 e_{av} は

$$e_{av} = \frac{e_{\max} + e_{\min}}{2} = \frac{3}{2} e_{\min} = \frac{3}{4} e_{\max} = \frac{3}{2} L_1 \quad \dots\dots (7.4)$$

となる。このようにして任意の荷重階に応じる e_{av} の値が 7.4 図から計算出来る。 7.4 図によると異形鉄筋の場合は $P_{\max} = P_{SL}$ が大きくなるほど曲線の勾配が急になるのに対し、丸鋼の場合は荷重の増大に拘らず、勾配はほとんど一定である。これは異形鉄筋の場合は荷重の増加に伴って (7.2) 式を満足する L の値が小さくなる、すなわち、ひびわれ間隔が小さくなることを意味し、丸鋼の場合には荷重が増大してもひびわれの数がある程度以上は増加しないことを意味し実験的によく見られる傾向を表現している。

7.4 図はコンクリート断面 15×15 cm、鉄筋径 19mm の条件に対して求められたものである。7.4 図の基礎理論式は (6.7) 式、(6.8) 式で与えられるが、理論計算過程で判るようにコンクリートのひずみの項は無視出来たし、特性値 β においてコンクリート断面積が A_{c1} から A_{c2} に変化してもそれに応ずる β の値 β_1 、 β_2 の比は

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \sqrt{\frac{1 + n p_1}{1 + n p_2}} = \sqrt{\frac{1 + \frac{E_s A_s}{E_c A_{c1}}}{1 + \frac{E_s A_s}{E_c A_{c2}}}} \quad \dots\dots (7.5)$$

となり、 A_c が変化しても $\beta_1 / \beta_2 \doteq 1$ となって、 A_c の変化に鈍感である。従って (7.2) 式の右辺の値を与えるとき A_c 一定で σ_{tB} を変化させて 7.3 図を用いてよいのは勿論、 σ_{tB} を一定として A_c を変化させた影響をも 7.4 図から検討することも可能とな

る。但し鉄筋径を変化させると6.3.4で述べたような影響があるから7.4図そのままを用いることは許されない。

7.1表は(7.2)式で $\sigma_{tB} \cdot A_c = 7.2$ または3.6 tonとしたときの最小ひびわれ間隔の荷重による変化を7.4図から求めたものである。 $A_c = 15 \times 15 - 2.82 = 222 \text{ cm}^2$ とすると σ_{tB} はそれぞれ3.24 kg/cm², 16.2 kg/cm²に相当する。7.1表によって異形鉄筋の場合には荷重増加に伴ってひびわれ間隔が次第に減少すること、丸鋼の場合には初期の荷重階で減少したままほとんど一定のひびわれ間隔を保ち、大きな荷重階では理論上は逆に再びひびわれ間隔は大きくなることが判る。但し現象的には再びひびわれ間隔が大きくなると云うことは起り得ず、それ以前の荷重階での値を保つことになる。

7.1表 荷重と最小ひびわれ間隔の関係

荷 重 (ton)			5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0
最小ひびわれ間隔 cm	D19	$\sigma_{tB} A_c = 7.2 \text{ t}$	—	—	—	4.40	3.52	3.18	2.94	2.80	2.65	2.53
		$\sigma_{tB} A_c = 3.6 \text{ t}$	2.68	2.29	2.00	1.82	1.72	1.63	1.56	1.52	1.48	1.45
	φ19	$\sigma_{tB} A_c = 7.2 \text{ t}$	—	—	—	—	4.90	4.70	4.63	4.54	4.44	4.56*
		$\sigma_{tB} A_c = 3.6 \text{ t}$	3.35	2.85	2.65	2.57	2.45	2.43	2.35	2.35	2.45*	

* 理論値をそのまま示したもので、実際はその前の荷重階の値を保つ。

7.5図は種々の $\sigma_{tB} \cdot A_c$ の値に対して、平均ひびわれ間隔を荷重の関数として示したものであり、7.6図は平均ひびわれ間隔を平均ひずみの関数として示したものである。平均ひずみの求め方は次項で述べる。

7.5図より、一定荷重下の平均ひびわれ間隔を求めると、 $\sigma_{tB} \cdot A_c$ が小さい場合は、ひびわれが充分発達した状態の値を与えるのに対し、 $\sigma_{tB} \cdot A_c$ が大きい場合はひびわれ発達の初期段階でのひびわれ間隔を与えることになる。一方、7.6図より一定平均ひずみ下の平均ひびわれ間隔を求めると、いずれの $\sigma_{tB} \cdot A_c$ に対してもひびわれ発達の同程度の段階における値を与えることが判る。

7.1表または7.5図、7.6図において種々の $\sigma_{tB} \cdot A_c$ の値についてひびわれ間隔を求めたが、この場合に留意しなければならないのは計算時の条件として $\tau_{\max} = 6.3 \text{ kg/cm}^2$

(異形)または 3.15 kg/cm^2 (丸鋼), $S_{\tau-\tau_{\max}} = 0.4 \text{ mm}$ (異形)または 0.2 mm (丸鋼)と云う値を常に用いていると云うことである。 $\sigma_{tB} \cdot A_C$ が変化すれば、特に σ_{tB} が変化すれば本来は当然これらの付着特性を表わす τ_{\max} や $S_{\tau-\tau_{\max}}$ の値も変化する。したがって7.4図や7.1表はひびわれ間隔に与えるコンクリート強度の影響を正しく論じていることにはならない。

7.5図に示されるように荷重増大に伴うひびわれの細分化と云う現象は、実験的に衆知の事実であるが、これを理論的に説明したものは本研究以外には見当らず、いずれの理論においても、鉄筋応力に無関係にひびわれ間隔を与えている。このような理論は付着の機構の本質から離れた形式的な理論と云える。

7.2.3 変形特性

ある荷重下のひびわれの間隔が判ると、両引供試体の材長 $2L$ が与えられることになるから、その時の平均ひずみは6.13図のように6.3図と6.5図から求められる。 $e_{\min} = L_1$ と与えられたとすると、このときの平均ひずみは厳密には材長 $e_{av} = \frac{3}{2} L_1$ のプリズムの平均ひずみとして与えられるのではなく、材長 $2L_1$ の部材の平均ひずみと材長 L_1 の部材の平均ひずみの平均値として与えられる。近似的には e_{av} の材長の平均ひずみと考えてよい。この計算を図上で行い、短い両引材と長い両引材の変形の関連性を示したのが7.7図である。すなわち短い両引材の荷重と平均ひずみの関係を、多くの材長について描いておく。ある荷重時の e_{\min} , e_{\max} が7.2.2で述べた手法で求められると、それに応じる点を7.7図上で補間的に求め、その2点の横座標の平均値を求めると、それが長いプリズムの荷重-平均ひずみ曲線上の点である。この操作を多くの荷重階について行い、求めた点を連続的に結べば7.7図のような曲線が得られる。初ひびわれ点は7.2.1で述べたように 1×10^{-4} の平均ひずみに達したときに生じその大きさは(7.1)式とひびわれ前の弾性係数の仮定値より

$$P_{cr} = (E_S A_S + E_C A_C) \times 10^{-4} = E_S A_S \times 10^{-4} + \sigma_{tB} \cdot A_C \quad \dots\dots (7.6)$$

となる。

7.7図のプリズムの荷重-平均ひずみ曲線と裸鉄筋の荷重-ひずみ曲線の差が、コンクリートの引張協力を表わしている。この協力度を表現するために次のような係数 k_1 , k_2 を用いると便利である。 k_1 はすでに6.5.2の(6.14)式で定義したように付着分布形状係数である。 k_2 は(7.8)式で定義されるように、ひびわれ間中央におけるコンクリート引張応力の σ_{tB} に対する比を表わす。

$$P_{\max} - P_{av} = k (P_{\max} - P_{\min}) \quad \dots\dots (7.7)$$

$$P_{\max} - P_{\min} = k_2 \cdot \sigma_{tB} \cdot A_c \quad \dots\dots (7.8)$$

$k_2 = 1$ となれば新しいひびわれが発生することになるから、 $k_2 < 1$ である。(7.7), (7.8) 式より

$$P_{\max} - P_{av} = k_1 k_2 \cdot \sigma_{tB} \cdot A_c \quad \dots\dots (7.9)$$

(7.9) 式は 7.2 図または 7.7 図の RC プリズムの荷重-ひずみ曲線と鉄筋のみの荷重-ひずみ曲線との縦軸の差を表わす。 $k_1 k_2 \sigma_{tB}$ はコンクリートに生じる軸方向引張応力の材長についての平均値であることが次式で判る。

$$\begin{aligned} \frac{1}{A_c L} \int_0^L (P_{\max} - P_{sx}) dx &= \frac{1}{A_c L} (P_{\max} L - P_{av} L) \\ &= \frac{1}{A_c} (P_{\max} - P_{av}) = k_1 k_2 \sigma_{tB} \quad \dots\dots (7.10) \end{aligned}$$

したがって初ひびわれ荷重時には $k_1 k_2 = 1$ となり最大値を示し、以後ひびわれの発達に伴って $k_1 k_2$ の値は次第に減少して行く。 $k_1 k_2$ の値を 7.7 図の結果から求めて平均ひずみとの関係を示したのが 7.8 図である。7.8 図より $k_1 k_2$ 理論値に与える丸鋼と異形と云う鉄筋種類の差の影響、 $\sigma_{tB} \cdot A_c$ の影響などは極めて薄いことが判る。同様に鉄筋径が変化しても $k_1 k_2$ の値にはほとんど影響を与えないことが容易に推定される。

この鉄筋種類に影響されないと言う性質は極めて興味深いものであって第 6 章で扱った短い RC プリズムでは P_{\max} と P_{av} の差が付着性能の寸尺となったのに対し、長いプリズムでは鉄筋の付着性能に無関係になることを表わしている。長いプリズムの場合には付着性能はひびわれ間隔の差として表われるのであって、ひびわれ間の付着状態または鉄筋応力の分布は丸鋼でも異形でもほとんど変わらないことを示している。

7.2.4 ひびわれ幅

ひびわれ間隔と RC プリズムとしての荷重-平均ひずみ曲線が判ればひびわれの開口幅は容易に求めることが出来る。RC プリズムの平均ひずみはひびわれ幅も含めた伸びから求めたものであるから、平均ひびわれ幅 w_{av} は

$$w_{av} = e_{av} \left(\epsilon_{av} - \frac{k_1 k_2 \sigma_{tB}}{E_c} \right) \quad \dots\dots (7.11)$$

となる。荷重 $P (= P_{\max})$ とひびわれ幅の関係に改めれば

$$w_{av} = e_{av} \left(\frac{P_{max} - k_1 k_2 \sigma_{tB} \cdot A_c}{A_s E_s} - \frac{k_1 k_2 \sigma_{tB}}{E_c} \right) \quad \dots\dots (7.12)$$

(7.12) 式右辺第2項はコンクリートひずみの影響で第1項に比して極めて小さいので無視すると

$$w_{av} = e_{av} \left(\epsilon_{s,max} - \frac{1}{E_s} \cdot k_1 k_2 \frac{\sigma_{tB}}{p} \right) \quad \dots\dots (7.13)$$

となる。(7.13) 式の右辺第2項が付着を介して行われるコンクリートの引張協力を表わし7.2図のCFの長さを意味する。 k_1, k_2 を7.8図から、鉄筋の常時荷重下のひずみ $0.8 \sim 1.0 \times 10^{-3}$ に対する値として

$$k_1 k_2 \doteq 0.5 \quad \dots\dots (7.14)$$

とすると、 $\sigma_{tB} = 25 \text{ kg/cm}^2$ とした場合の(7.13) 式の() 内第2項の値を7.2表に示す。7.2表に示す通り鉄筋比が6%以上になれば、コンクリートの影響による鉄筋ひずみの平均減少量は 0.1×10^{-3} 以下となり、 $\epsilon_{s,max} = 1 \times 10^{-3}$ とするとコンクリートの協力を無視した場合の10%以下となる。したがって(7.13)式から判るようにひびわれの開口幅はひびわれ間隔によってほとんど決定的にその大きさが決る。したがってひびわれ間隔さえ正確に求められれば、たとえ付着の影響を考えなくてもひびわれ幅はほぼ正確に求められることが判る。

7.2表 コンクリートの引張協力による鉄筋ひずみ減少量*

p %	$\frac{1}{E_s} \cdot k_1 k_2 \frac{\sigma_{tB}}{p} \times 10^{-3}$
2	0.298
4	0.149
6	0.099
8	0.074
10	0.060

* $E_s = 2100,000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{tB} = 25 \text{ kg/cm}^2$, $k_1 k_2 = 0.5$ と仮定

7.3 細長いRCプリズムの引張試験

7.3.1 既往の実験的研究と著者の実験の特徴

曲げ材の引張部分の応力状態と類似しているために、細長いRCプリズムの引張試験を行ったひびわれ問題の実験的研究は多く見られる。

1936年にSaliger²⁾が引張試験結果からひびわれ間隔が D/p に比例すると発表以来、Thomas³⁾、Watstein⁴⁾⁵⁾、Efsen & Krenchel⁶⁾、Brice⁷⁾、Lazard⁸⁾などがそれぞれプリズムの試験を行って、それぞれひびわれ間隔およびひびわれ幅を与える実験式を提案している。これらの研究においてはRCプリズムに生じるひびわれの間隔、巾の測定のみが行われていて、RCプリズムとしての平均ひずみと荷重の関係に着目していない。平均ひずみと云う概念を実験的に扱っているのは極めて少く、著者の知るところではParland²⁵⁾のみである。しかしこの研究においても、ただRCプリズムにおける実験結果を提示し、それに定性的な検討を加えたに過ぎない。

RCプリズムの荷重と平均ひずみ曲線と鉄筋のみの荷重-ひずみ曲線の差が、付着効果を表現していると云う概念を明確に示しているのはJohnson⁹⁾とÖdman¹⁰⁾である。Johnsonは梁の変形の説明のためRCプリズムの変形特性を示していて、その結論は極めて当を得ていると思われるが、どのようにしてその結論を得たか云う説明が皆無である。Ödmanは定性的にRCプリズムの変形性質を明確に整理し、Watstein等の実験結果を用いて定量的検討も行っているが、その論理に根本的な誤りがある。それは7.2図においてCE間の距離が $(P_{\max} - P_{\text{av}})$ を表わすのではなくて $(P_{\max} - P_{\min})$ を表わしていると誤解した点に手痛い失敗がある。

著者の行った実験的研究は常にプリズムの材端から材端までの伸びを測定して、荷重と平均ひずみの関係を知ることを主目的にしているのが特徴である。したがってほとんどの場合は、個々のひびわれの開口幅を測定することは行っていない。著者のRCプリズムの実験結果は、付着を介して行われるコンクリートの引張力分担の程度を表わす k_1, k_2 値と、鉄筋の付着性能の一つの尺度であるひびわれ間隔の2項目に集約されると考えてよい。そしてこれら2項目に与えるコンクリートおよび鉄筋の断面寸法、コンクリート品質、コンクリートの養生法、鉄筋種類などの影響を調べている。

7.3.2 実験概要

供試体は試験機の関係からすべて材長100 cmのRCプリズムである。用いたセメントは宇部普通ポルトランドセメントで、その品質は実験期間が長期にわたるのでその間の

変動範囲を示すと、材令3日、7日、28日の曲げ強度はそれぞれ26.4～32.6 kg/cm²、50.5～52.8 kg/cm²、60.1～67.7 kg/cm²であり、圧縮強度はそれぞれ113～124 kg/cm²、218～253 kg/cm²、400～413 kg/cm²であった。骨材は野州川産で最大粒径は砂2.5mm、砂利15mm、FMは砂2.84、砂利6.28であった。鉄筋の広い弾性ひずみ範囲でのRCプリズムの変形特性を調べるのが望ましく、そのためには鉄筋の降伏点の高いものが必要であった。この目的を満たすために実験の一部にばね鋼をφ19とD19（波ふし異形鉄筋DACONと同じ形状）に特別に圧延したものをを用いた。7.3表は用いた鉄筋の品質と記号を示している。

7.3表 鉄筋の記号および品質

記 号	種 類	降 伏 点 kg/mm ²	引 張 強 さ kg/mm ²	伸 び %
P ₁	ばね鋼の丸棒	70	113	13.0
D ₁	ばね鋼の波ふし異形鉄筋	65	111	14.0
P ₂	DACON 40の鋼種の丸棒	45	76	20.0
D ₂	DACON 40	45	64	26.0
D ₃	各種市販異形鉄筋	37	55	25.0

試験方法は7.9図のようにコンクリート端から突出した裸鉄筋部分から60 ton アムスラー型引張試験機で引張荷重を加えた。但し7.9図は断面9.5×9.5 cmの供試体を示している。平均ひずみを求めるために、コンクリート両端面よりそれぞれ2 cm離れた2点間の伸びを10⁻³ mm ダイヤルゲージ2個を取付けた測定棒を用いて測定した。裸部分の鉄筋の弾性伸びを補正して、埋込部鉄筋の全伸びを求め、それを材長1mで除して平均ひずみを得る。7.4表は全体の実験内容を一覧表にして示したものである。

7.3.3 各実験シリーズの目的

(1) 実 験 I¹¹⁾

主としてコンクリート断面の変化の影響を概略的に調べた予備実験である。一部に鉄筋径、鉄筋種類を変化させたものもある。この実験シリーズでの他のシリーズにない特色は、コンクリート断面形状が正方形以外に長方形やしかも長方形断面に偏心して配筋した供試体を含んでいる点にある。正方形以外の断面形をその記号とともに7.10図に示す。このシリーズは養生条件の管理にやや徹底を欠くため、その影響を敏感に受けるk₁、k₂の実験

値決定用のデータとしては適当でない。

(2) 実験 II 12)

コンクリート断面を 9.5×9.5 cm の一定条件、鉄筋を D19 と $\phi 19$ のみとし、引張変形とひびわれ間隔におよぼすコンクリート強度の影響と、乾燥収縮の影響を調べたものである。全く同一条件である供試体の数は4本あり、 k_1, k_2 値の決定用データとして適当である。

このシリーズの供試体の養生法は材令2日で脱枠した後、温度 21°C の水槽中で載荷試験直前まで養生した水中養生（記号W）と、気温 21°C 相対湿度70%の恒温恒湿の空气中で養生した空中養生（記号A）に2分される。この養生によって材令28日まで空中養生したものはブレンコンクリートプリズム（断面 9.5×9.5 cm 長さ100 cm で鉄筋を入れない収縮歪測定用供試体を別に製作）で $2.8 \sim 3.2 \times 10^{-4}$ 程度の収縮を生じているので、収縮ひずみの影響を調べることが出来る。

このシリーズの実験結果から k_1, k_2 の実験値を求めた理由は、同一条件の供試体数が多いこと以外に、材長100 cm とすると 9.5×9.5 cm のコンクリート断面に D19 または $\phi 19$ と云う組合せが k_1, k_2 を求めるために最も適当であることによる。余りコンクリート断面が大きいと、例えば 12.5×12.5 cm にすると、材長100 cm の間にひびわれが2本程度しか発生せず、ひびわれの発生が両材端の影響を受けて充分長いと云う条件が満たされない。一方、コンクリート断面がこれ以上小さいと、RCプリズムの荷重-平均ひずみ曲線と裸鉄筋の s-s 曲線の間の距離が、測定装置の精度にくらべて過小となり、 k_1, k_2 の値が大きくばらつく結果となる。

(3) 実験 II 13)

養生条件を厳格に水中養生とし、コンクリート断面の大きさおよび鉄筋径の変化の影響を組織的に調べたものである。このシリーズの実験結果から k_1, k_2 値の鉄筋比に対する依存性を検討出来るのと同時に、ひびわれ間隔におよぼす、コンクリート断面積および鉄筋径の影響に対して豊富なデータを与えることになり、ひびわれ間隔を与える一般的なルールを見出すのに役立つ。

(4) 実験 IV

実験 II ではコンクリート断面を一定として乾燥収縮の影響を論じたが、同じ養生方法、同じ養生期間でもコンクリート断面の大きさが異ると影響の現れ方が異なることが充分予期される。このシリーズは実験 II の空気養生Aと同じ養生を行って、その影響の現れ方が断面の大きさによって異なるかどうかを調べるためのものである。

7.4表 実験計画一覧表

実験 番号	供試体 番号	* 養生	コンクリート				鉄筋		p (%)	D/p (cm)	材令 (日)	供試体 本数	e _{av} (cm)
			w/c (%)	配合比	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	断面 (cm×cm)	鉄筋 径 (mm)					
I	1						125×125	P ₁	130	122.7		4	30
	2							D ₁	129	124.8		4	28
	3							D ₂	129	124.8		8	30
	4						95×95	P ₁	228	70.0		4	26
	5							D ₁	225	71.4		4	16
	6						75×75	P ₁	371	43.1		2	15
	7							D ₁	373	43.9		2	12
	8						5×5	P ₁	874	18.3		2	8
	9							D ₁	862	18.3		2	6
	10	WA	53	1:24:24	322	285	15×75	P ₁	182	88.0	28	1	33
	11							D ₁	180	89.0		1	28
	12						15×75E**	P ₁	182	88.0		1	14
	13							D ₁	180	89.0		1	13
	14						15×5	P ₁	275	58.2		1	17
	15							D ₁	271	59.1		1	20
	16						15×5E**	P ₁	275	58.2		1	8
	17							D ₁	271	59.1		1	6
	18						95×95	P ₁	325	58.3		2	19
	19							D ₁	326	58.3		2	19
II	20	W			550	422		P ₁				4	25.0
	21		35	1:154:159				D ₁				4	148
	22	A			454	384		P ₁				4	16.7
	23							D ₁				4	13.7
	24	W			406	348		P ₁				4	21.5
	25						95×95	D ₁				4	13.7
	26	A	53	1:24:24	266	240		P ₁	325	58.3	28	4	14.8
	27							D ₁				4	11.8

7.4 RCプリズムの変形特性について (k_1, k_2 値について)

7.4.1 k_1, k_2 の実験値 (コンクリートの収縮のない場合)

実験Ⅱの結果から k_1, k_2 を求めた結果を 7.11 図に示す。個々の曲線は同一条件の 4 個の供試体についての平均曲線である。初ひびわれ点のひずみを 1×10^{-4} とし、ひびわれ以前は原点を通る直線としているのは理論の際の仮定をそのまま用いたものである。実際には材長 1m であるから、すでに 1m 間隔にひびわれの入った状態から載荷することになり、初ひびわれ点の平均ひずみは見かけ上 1×10^{-4} より大きくなり、見かけの $P - \epsilon_{av}$ 曲線は 7.12 図のようになる。理論曲線からの偏れは材長によって変るから、見かけの $P - \epsilon_{av}$ 曲線は一般性がない。従って、ひびわれ以前は理論曲線をとる。7.11 図に記入した記号 1, 2, 3 はコンクリートの品質でそれぞれ $w/c = 35\%$, 53% , 80% のものを示し、W は水中養生、P は丸鋼、D は異形鉄筋を示している。(例えば 1WP は $w/c = 35\%$, 水中養生、丸鋼供試体を表わし、7.4 表の供試体番号 No. 20 を示す。)

(7.9) 式で k_1, k_2 の値を実験曲線から決定するとき、 σ_{tB} の値を与える必要がある。これは初ひびわれ点の平均ひずみが実験結果に拘らず、 1×10^{-4} であるとして RC プリズムの引張試験の結果から (7.6) 式を用いて求めることが出来る。一方、コントロールシリンダーの割裂試験からも求めることが出来る。この全然異質の 2 方法から求めたコンクリート引張強さ σ_{tB} の値を比較したのが 7.5 表で、両者が極めて良く一致していることが判る。7.11 図の k_1, k_2 を求めるときには、当然 RC プリズムから求めた σ_{tB} を用いている。

7.5 表 コンクリートの引張強さ kg/cm^2

コンクリート 品 質	σ_{tB}^* ($\phi 10 \times 20$ シリンダーの Split Test より)	σ_{tB} (RC プリズムの引張試験より)
1 W	4 2.2	4 2.4
2 W	3 4.8	3 5.4
3 W	2 0.4	2 6.5

7.11 図によって k_1, k_2 は平均ひずみの関数として与えられ、次のような特性があることがわかる。

- i) k_1, k_2 の値はコンクリート強度に無関係に定めることが出来る。
- ii) k_1, k_2 の値は鉄筋の付着性能に無関係であると見做すことが出来る。
- iii) ひびわれが充分発達した段階では、すなわち、平均ひずみ ϵ_{av} が 0.5×10^{-3} 以上では、 ϵ_{av} の変化に伴う k_1, k_2 の変化は極めて少ない。
- iv) ひびわれ以後の k_1, k_2 の値は平均ひずみ ϵ_{av} の関数として、7.11図に示すように実験Ⅱの範囲内で次の実験式によって表現することが出来る。

$$k_1, k_2 = \frac{1}{4.5 \times 10^3 \epsilon_{av} + 0.84} + 0.22 \quad \dots\dots (7.15)$$

以上のような実験結果から得られた k_1, k_2 の特性は、7.8図で示される理論曲線から予想された通りのものである。

7.4.2 k_1, k_2 の理論値と実験値の比較

7.9図で与えられた実験曲線の平均曲線(7.15)式を7.8図にかき入れ、実験曲線と理論曲線を比較する。7.8図から、著者の付着理論の応用によって、実験的に求められた k_1, k_2 の値が持つ特性を理論的に良く説明出来ることを示している。 k_1, k_2 の実験値自体はひびわれ現象のランダム性を反映して本質的に極めてばらつきの大きいものであることを考慮すれば7.8図に見られる程度の実験曲線と理論曲線の差異は問題とするに足らないが、平均ひずみの大きい範囲でやや理論値が過大な値を与える傾向がある。これはすでに6.19図に示したようなひびわれ近傍における実際の付着応力の理論で想定している状態からの乱れ現象に起因しているものと考えられる。

7.18図のような検討の結果、コンクリートに収縮ひずみが生じない場合には、ひびわれ以後の k_1, k_2 の値は平均ひずみ ϵ_{av} の関数として(7.15)式のように表現しても妥当であることが判った。

7.4.3 k_1, k_2 におよぼす鉄筋比の影響

実験Ⅲの結果から求めた $k_1, k_2 - \epsilon_{av}$ 曲線を示したのが7.13図である。各図はコンクリート断面の大きさごとに整理した図である。また、各図には7.11図から求めた(7.15)式の関係が記してある。7.13図より k_1, k_2 の値は理論的に予想された通り、鉄筋比の影響を受けないと結論してよい。更に厳密に表現すれば、鉄筋比を決める2要素であるコンクリート断面積、鉄筋断面積のいずれの要素にも k_1, k_2 の値は独立であると云ってよい。5×5 cm断面のものでは他の断面の場合にくらべて k_1, k_2 の値は(7.15)式の関係よりやや小さい値を与える傾向があるが、5×5 cm断面の供試体における k_1, k_2

を決めるための測定値の精度を考慮すれば、この程度の差から有意の影響と判断するのは早計であろう。

7.4.4 k_1, k_2 におよぼすコンクリート断面形の影響

(7.15) 式で与えられた k_1, k_2 の値は、鉄筋の付着性能にも、鉄筋比にも無関係な値であることが本節の検討で明らかになったが、これの裏付けとなった実験結果は実験Ⅱと実験Ⅲのデータである。これらの実験での供試体はすべて正方形の断面を有していた。同じ断面積であっても断面の形状が異なれば、例えば扁平な断面になれば当然その影響が生じるであろうことは容易に想像される。この課題に対する一検討結果が実験Ⅰで与えられる。7.14図は実験Ⅰにおける正方形断面を持つ供試体全体について平均した k_1, k_2 の値と、7.5×1.5 cm および 5×1.5 cm 断面の重心に鉄筋の通った供試体における k_1, k_2 の値を示したものである。ここに長方形断面の k_1, k_2 は全断面が有効として計算したものである。正方形断面の供試体については実験Ⅱより求めた (7.15) 式の関係と極めてよく一致するが、長方形断面のものは正方形断面のものより k_1, k_2 の値が低下する。これはひびわれ発生後では長方形断面では7.15図のようにコンクリートの引張応力の分布が一様でないためである。Efsen, Krenchel⁶⁾ はこのような長方形の場合の等価断面積を7.15図のように短辺長さ a と $1.5 a$ の積で表現している。本実験結果でも定量的には、これとは一致はしないものの、長方形断面の影響の現れ方として同じ傾向を示している。実験Ⅰの長方形断面供試体についての実験は供試体数も少ないのでこれ以上の検討は行わない。

7.4.5 k_1, k_2 におよぼすコンクリートの乾燥収縮の影響

(1) 収縮の影響の評価方法

コンクリートに収縮ひずみが生じると、鉄筋コンクリートプリズムでは、鉄筋がコンクリートの自由収縮を拘束するから、RCプリズムとしての収縮量 ϵ_{sh} は自由収縮量 $\epsilon_{c \cdot sh}$ より小さくなる。収縮によって生じた鉄筋の圧縮力と自由収縮の拘束により生じたコンクリートの引張力は等しくなる。 ϵ_{sh} が与えられると鉄筋の圧縮力 P_{sh} は

$$P_{sh} = E_s A_s \cdot \epsilon_{sh} \quad \dots\dots (7.16)$$

で与えられる。このときのコンクリートの引張応力 $\sigma_{c \cdot sh}$ は

$$\sigma_{c \cdot sh} = \frac{P_{sh}}{A_c} = E_s p \cdot \epsilon_{sh} \quad \dots\dots (7.17)$$

(7.17) 式で与えられるコンクリートの収縮引張応力を打消すためには、RCプリズム

に更に圧縮ひずみを与えることを要し、そのひずみ量を ϵ_{co} とすると

$$\epsilon_{co} = \frac{P_{sh}}{E_c A_c} = n p \epsilon_{sh} \quad \dots\dots (7.18)$$

収縮応力によるコンクリートのクリープを考慮しない理論では

$$\epsilon_{co} = \epsilon_{c \cdot sh} - \epsilon_{sh} \quad \dots\dots (7.19)$$

となり、(7.18) 式より ϵ_{sh} は次式で計算される。

$$\epsilon_{sh} = \frac{\epsilon_{c \cdot sh}}{1 + n p} \quad \dots\dots (7.20)$$

しかし、収縮応力の増大に伴って、コンクリートには必ずクリープひずみを生じるから (7.19), (7.20) 式は決して成立たない。しかしこのクリープ現象は若材令時の、しかも変動応力下のクリープであるから定性的には理論的考察が可能ながら、定量的把握には正確を期し難い。本研究では ϵ_{sh} を実験的に求めれば目的を達する。

(7.18) 式で与えられた ϵ_{co} をプリズムに与えると、コンクリート応力は零となり鉄筋には $E_s A_s \cdot \epsilon_{co}$ の圧縮力が付加される。従ってコンクリート応力が零となる点を基準点とすると、収縮を生じた RC プリズム中に埋め込まれた鉄筋自体の荷重-ひずみ曲線は、7.16 図の 0^* 点を通り勾配が $E_s A_s$ である直線で表わされる。 0^* 点の横座標は圧縮側に ϵ_{co} 、縦座標は圧縮側に $P_{sh} + E_s A_s \cdot \epsilon_{co} = E_s A_s (\epsilon_{sh} + \epsilon_{co})$ で与えられる。すなわち鉄筋は圧縮元応力を受けた状態から載荷試験をされることになり、見かけ上同一荷重に対するひずみが 0 点を原点とする裸鉄筋のひずみより増大し、弾性範囲は見かけ上増大する。

収縮をうけた供試体の k_1, k_2 は 0^* 点を通る鉄筋の荷重-ひずみ曲線と RC プリズムの荷重-平均ひずみ曲線の差から評価するのが正しいのであって、 k_1, k_2 に対応する平均ひずみも 0^* 点からの横座標として与えねばならない。収縮をうけた RC プリズムではこのような収縮元応力のために見かけ上剛性を減じ、0 点を通る裸鉄筋の荷重-ひずみ曲線より同一荷重下のひずみが大きくなると言う現象が生じ、 k_1, k_2 は見かけ上極めて小さくなり、更には負の値になる。この矛盾は 0^* 点を通る鉄筋の荷重-ひずみ曲線からの相対関係に着目すれば解消し、 k_1, k_2 は収縮を生じない場合と全く同等に評価出来る。

(2) 収縮をうけた場合の k_1, k_2 の値

実験Ⅱの空中養生 (A 養生) を行った実験結果より、(1) で述べた手法によって、コンク

リートの収縮が k_1, k_2 値に与える影響を調べる。7.6表は無筋プリズムで測定した自由収縮ひずみ ϵ_{c-sh} とRCプリズムで測定した収縮ひずみ ϵ_{sh} を示したもので、いずれも供試体4ヶについての平均である。収縮ひずみの測定は検長30 cmのコンタクトタイプストレーンゲージで行い、材長1 mの中の中央90 cmの部分で測定した。RCプリズムの材端では鉄筋応力が零であり、一様な収縮応力を受ける範囲までに定着域が存在する。定着長さ部分を除いた範囲で収縮ひずみを測る必要があるが、90 cmの検長のうちの中央30 cmの検長と両側30 cmの検長の間では差が無かったので、定着域は5 cm程度であると推定される。

7.6表 収縮ひずみの測定値

コンクリート種別	自由収縮ひずみ $\epsilon_{c-sh} \cdot 10^{-4}$	RCプリズムの収縮ひずみ $\epsilon_{sh} \cdot 10^{-4}$	
		丸鋼供試体	異形鉄筋供試体
1 (w/c=35%)	2.79	1.69	2.45
2 (w/c=53%)	3.24	1.63	1.76
3 (w/c=80%)	3.24	1.91	1.24

7.6表に示したRCプリズムの収縮ひずみ ϵ_{sh} の実測値を用いて、(1)に示した通りの補正を行い、コンクリートが収縮をうけた場合の k_1, k_2 の実験値を求めた結果が7.17図である。7.11図と7.17図の比較から、 k_1, k_2 値はコンクリートの収縮の影響を受けて、同一平均ひずみに対する収縮を受けないときの k_1, k_2 値より、収縮を受けた方が大きくなることを示している。7.16図の実験値の平均より、ひびわれ以後の k_1, k_2 値の実験曲線式を求めると次式を得る。

$$k_1, k_2 = \frac{1}{2.2 \times 10^3 \epsilon_{av} + 1.1} + 0.22 \quad \dots\dots (7.21)$$

(7.21)式の曲線を7.8図にも併記してある。(7.21)式は7.6表に示された収縮ひずみを受けた特定の場合の k_1, k_2 値であって必ずしも一般性のあるものではないが、(7.15)式と比較することによって、コンクリートの収縮の影響が端的に表現出来る。

コンクリートの収縮によって k_1, k_2 値が収縮のない場合より大きくなると言う特性は、ひびわれ直後の平均ひずみの小さい範囲で特に著るしく、平均ひずみが大きくなるほど収縮の有無による k_1, k_2 値の差がなくなると言う傾向を7.8図、または(7.15)式と(7.

2.1) 式の比較から判る。この性質の示す意味を更に定性的に説明したのが 7.1.8 図である。コンクリートの収縮応力の影響をうけて、付着応力分布が著るしく異なるようになることが推定される。このような付着応力分布の変化をうけるためには、7.1.8 図のように収縮をうけると相対滑りの小さい範囲で $\tau-s$ 曲線がより弾性的な性質を示すことが必要であり、これは Plowman の研究結果¹⁴⁾と定性的に一致していることは興味深い。

7.1.9 図は実験Ⅳの結果より k_1, k_2 値を求め、(7.2.1) 式の関係と比較したものである。コンクリート断面の大きさが異なれば同じ期間の空中養生でも収縮の大きさが異なり、 k_1, k_2 値にもその影響があるかどうかと云う検討を意図しているが、結果的には収縮現象自体のランダム性の方が大きく影響して、特定の傾向を指摘することはできない。しかし、乾燥収縮をうけた場合の k_1, k_2 値として、多少コンクリート断面が変化しても、平均値として (7.2.1) 式の値を採っても大した不都合にはならないことが 7.1.9 図より推定される。

このようにコンクリートが乾燥収縮して収縮応力を発生した状態における k_1, k_2 値を得れば、鉄筋コンクリート部材としての収縮ひずみ ε_{sh} を知ることによって 7.1.4 図の 0^* 点の位置を求め、 0^* 点を通る鉄筋自体の荷重-ひずみ曲線から k_1, k_2 値を利用して、収縮を受けた RC プリズムの荷重-ひずみ曲線を求めることが可能となる。このようにして求めた RC プリズムの荷重-ひずみ曲線は、収縮が大きい場合には、7.1.6 図に示すように、裸鉄筋の荷重-ひずみ曲線より同じ荷重下のひずみが大きくなることは既に述べた通りであって、収縮を生じた RC 部材の変形性質はこの現象の影響を大きく受ける。

7.5 ひびわれ間隔およびひびわれ幅について

7.5.1 既往のひびわれ設計式の特徴

(1) CEB 理論式とその類型¹⁵⁾

CEB Bulletin No. 12 ではひびわれにはさまれた部分に生じる付着応力分布を未知関数とにおいて、次のようにひびわれ間隔とひびわれ幅を与えている。この考え方は 7.2 で述べた著者の理論と全く同じ考え方を更に一般的に概念的に説明したものに過ぎない。

7.2.0 図のように最大ひびわれ間隔 e_{max} の間の最大付着応力を τ_1 とし、位置 x における付着応力を

$$\tau_x = \tau_1 f\left(\frac{x}{e_{\max}}\right) \quad \dots\dots (7.22)$$

とすると、ひびわれ間中央におけるコンクリート応力はコンクリートの引張強さ σ_{tB} に等しいと考えて、

$$\sigma_{tB} = \frac{\pi D}{A_c} \int_0^{\frac{e_{\min}}{2}} \tau_x \cdot dx \quad \dots\dots (7.23)$$

ここに D は鉄筋径を示す。(7.22) 式より

$$\int_0^{\frac{e_{\min}}{2}} \tau_x dx = \tau_1 e_{\max} \int_0^{\frac{1}{2}} f\left(\frac{x}{e_{\max}}\right) d\left(\frac{x}{e_{\max}}\right) \quad \dots\dots (7.24)$$

(7.23), (7.24) 式よりひびわれ間隔 e_{\max} は、

$$e_{\max} = C_3 \cdot \frac{D}{p} \cdot \frac{\sigma_{tB}}{\tau_1} \quad \dots\dots (7.25)$$

$$C_3 = \frac{C_1}{4} = \frac{1}{4} \frac{1}{\int_0^{\frac{1}{2}} f\left(\frac{x}{e_{\max}}\right) d\left(\frac{x}{e_{\max}}\right)} \quad \dots\dots (7.26)$$

最大ひびわれ幅 w_{\max} はひびわれ間隔 e_{\max} における鉄筋の伸びとコンクリートの伸びの差で表わされるから

$$w_{\max} = 2 \int_0^{\frac{e_{\min}}{2}} \left(\frac{\sigma_{sx}}{E_s} - \frac{\sigma_{cx}}{E_c} \right) dx \quad \dots\dots (7.27)$$

σ_{sx} , σ_{cx} は (7.22) 式を用いて

$$\sigma_{sx} = \sigma_{s \cdot \max} - \frac{\pi D}{A_s} \int_0^x \tau_x dx \quad \dots\dots (7.28)$$

$$\sigma_{cx} = \frac{\pi D}{A_c} \int_0^x \tau_x dx \quad \dots\dots (7.29)$$

(7.28) 式, (7.29) 式を (7.27) 式に代入して整理すると

$$w_{\max} = 2 \int_0^{\frac{e_{\min}}{2}} \frac{1}{E_s} \left[\sigma_{s \cdot \max} - \frac{4p}{D} \left(\frac{1}{p} + n \right) \int_0^x \tau_x dx \right] dx \quad \dots\dots (7.30)$$

コンクリートの引張ひずみを無視すると

$$w_{\max} = \frac{e_{\max}}{E_s} (\sigma_{s, \max} - C_2 \frac{\sigma_{tB}}{p}) \quad \dots\dots (7.31)$$

$$C_2 = 2 \frac{\int_0^{\frac{1}{2}} f(x/e_{\max}) dz (x/e_{\max})}{\int_0^{\frac{1}{2}} f(x/e_{\max}) d(x/e_{\max})}$$

$$= 2 C_1 \int_0^{\frac{1}{2}} f(x/e_{\max}) dz (x/e_{\max}) \quad \dots\dots (7.32)$$

ひびわれ間隔を(7.25)式、ひびわれ幅を(7.31)式のように表現すれば、未知係数 C_1 、 C_2 、 C_3 は付着応力分布形のみで定まる常数となり、実験的に決定することが出来る。

この理論は極めて概念的で形式的であると著者は考えるが、その根拠は次の点にある。

- i) 付着応力分布形 $f(x/e_{\max})$ は、著者の研究(例えば6.4図)でも判かるように、決して固定的なものではなく、鉄筋の応力レベルによって変遷して行くものである。
- ii) (7.25)式に用いる τ_1 の値は鉄筋固有の常数ではなく、鉄筋径、コンクリート断面積、の組合せによって変化するし、鉄筋の応力レベルによっても変化する、決め手がない。
- iii) この理論は付着分布 $f(x/e_{\max})$ と最大付着応力 τ_1 を不変量として固定させた場合に成立つもので、その仮定が乱れれば、各影響要因の示す定性的意味も失われる。例えば(7.25)式はひびわれ間隔は鉄筋径に比例し、鉄筋比に逆比例することを意味するが、この法則が成立しないことは多くの実験結果が示している。

既往のひびわれ式の多くは、この理論の系統に属するもので、研究者によって $f(x/e_{\max})$ の与え方が異なっている。7.21図は Brice¹⁶⁾, Saliger¹⁷⁾, Wästlund¹⁸⁾等の提案している $f(x/e_{\max})$ を示したものである。

(2) Efsen, Krenchel の提案⁶⁾

Efsen, Krenchel はCEB流の理論からは出発せず、実験結果の統計的な処理から次の様な実験式を導いた。まず最大ひびわれ間隔と平均ひびわれ間隔の比は、理論的には(7.4)式のように4/3で表わされるが、実際には σ_{tB} および τ_1 のばらつきのた

めに

$$e_{\max} = 2.5 e_{av} \quad \dots\dots (7.33)$$

となる。

平均ひびわれ間隔 e_{av} は

$$e_{av} = K_1 + K_2 \frac{A_c}{\pi D} \quad \dots\dots (7.34)$$

で表わされとしている。ここに、 K_1 、 K_2 は $\sigma_{s,\max}$ の関数として与えられるパラメーターであり、 $\sigma_{s,\max} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ のときは

$$e_{av} = 3 + 0.63 \frac{A_c}{\pi D} \quad (\text{単位: cm}) \quad \dots\dots (7.35)$$

平均ひびわれ幅 w_{av} は

$$w_{av} = e_{av} \cdot \frac{\sigma_{s,\max} - 600}{2 \times 10^6} \quad (\text{単位: kg, cm}) \quad \dots\dots (7.36)$$

(7.35) 式と、(7.36) 式を組合せて $2000 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{s,\max} < 5000 \text{ kg/cm}^2$ に対して

$$w_{av} = 0.03 + 3.6 \frac{A_c}{\pi D} \frac{\sigma_{s,\max} - 800}{10^6} \quad \dots\dots (7.37)$$

ただし、 $A_c/\pi D$ の単位は cm、 $\sigma_{s,\max}$ は kg/cm^2 、 w_{av} は mm である。最大ひびわれ幅 w_{\max} は

$$w_{\max} = \frac{\sigma_{s,\max}}{10^5} \cdot \frac{A_c}{\pi D} \quad \dots\dots (7.38)$$

で表わされとしている。Efsen 等による実験式の特色は e_{av} が (7.25) 式ではなく (7.34) 式で表現されているところにある。(7.34) 式を改めると

$$e_{av} = K_1 + K_2 \frac{A_c}{\pi D} = K_1 + \frac{K_2 D}{4 p} \quad \dots\dots (7.39)$$

となり、 D/p の影響が (7.25) 式で表わされるほど強くないことを示している。

(3) CEB改良式¹⁹⁾および Mattock 式²⁰⁾

CEBでは梁の引張部分に中心引張材を想定し、この部分に対して (7.31) 式のようにひびわれ幅を鉄筋比 p に逆比例とするのは不適当として、次の様に p の影響を弱くする実用式を提案した。¹⁹⁾

$$w_{\max} = \left(4.5 + \frac{0.40}{p} \right) D \frac{\sigma_{s,\max}}{K_2} \quad \dots\dots (7.40)$$

Hognestad は梁について実験から、(7.40) 式は (7.31) 式より適当であるが、鉄筋径 D と鉄筋比 p の影響を (7.40) 式でもまだ過大評価していると述べている。²¹⁾

Mattok は梁の引張部分について CEB 式が $0.02 < p < 0.20$ の範囲で

$$w_{\max} = \frac{\sqrt{A_c}}{0.357 \sqrt{\frac{\pi}{4}}} \cdot \frac{\sigma_{s,\max}}{K_2} \quad \dots\dots (7.41)$$

とほとんど等しい値を与えることから、この式を更に改良して次式を提案し、一定鉄筋応力下のひびわれ幅はコンクリート断面積のみの関数として与えられることを示している。²⁰⁾

$$w_{\max} = 0.1154 \sqrt{A_c} \cdot \sigma_{s,\max} \times 10^{-6} \quad (\text{単位: inch}) \quad \dots\dots (7.42)$$

(4) Borges の提案²²⁾

平均ひびわれ間隔は鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さを t とすると

$$e_{av} = K_1 \cdot t + K_2 \cdot \frac{D}{p} \quad \dots\dots (7.43)$$

の形で表わされ、実験結果より²³⁾

$$K_1 = 1.5 \quad \dots\dots (7.44)$$

$$K_2 = 0.02 \sim 0.04 \quad \dots\dots (7.45)$$

となり、 D/p の影響が極めて弱いことを表現しているのが判る。

鉄筋の平均ひずみは

$$\epsilon_{av} = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_{s,\max} - \frac{K_3}{p} \right) \quad \dots\dots (7.46)$$

と表わされるから、ひびわれ幅はコンクリートのひずみを無視して

$$w_{av} = \frac{1}{E_s} \left(K_1 \cdot t + K_2 \cdot \frac{D}{p} \right) \left(\sigma_{s,\max} - \frac{K_3}{p} \right) \quad \dots\dots (7.47)$$

$K_1 = 1.5$, $K_2 = 0.04$, $K_3 = 7.5 \text{ kg/cm}^2$ とすれば多数の実験結果によく合致する。超過する割合が 5 % 以下と云う条件で最大ひびわれ間隔を定義すると次式を得る。

$$w_{\max} = 1.66 w_{av} \quad \dots\dots (7.48)$$

以上の Borges の提案の中で、(7.46) 式は

$$K_3 = k_1 k_2 \cdot \sigma_{tb} \quad \dots\dots (7.49)$$

とおけば、著者の(7.9)式と一致し、RC引張材の荷重-平均ひずみの関係を同様に表現しているのが興味深い。

7.5.2 著者の付着理論から求めたひびわれ間隔およびひびわれ幅

著者の付着理論を用いると、 $\tau-s$ 基本曲線の τ_{\max} と $S_{\tau-\tau_{\max}}$ を仮定すれば、任意の断面およびコンクリート引張強度の下での荷重と平均ひびわれ間隔の関係を求めることが出来る。

7.5図に示した計算例はD19($\tau_{\max}=6.3 \text{ kg/cm}^2$, $S_{\tau-\tau_{\max}}=0.4 \text{ mm}$)と $\phi 19$ ($\tau_{\max}=3.15 \text{ kg/cm}^2$, $S_{\tau-\tau_{\max}}=0.2 \text{ mm}$)の場合の $\sigma_{tb} \cdot A_c$ の種々の値に対してこの関係を求めたものであった。 σ_{tb} と τ_{\max} の間には相関関係が当然あるから、7.5図は A_c を一定としたときの σ_{tb} の変化の影響を示すものとするのは明らかに妥当でない。 τ_{\max} は A_c ともある程度の相関関係があることが7.5.1の諸式から推定されるが、その相関の程度は比較的弱いので、7.4図は σ_{tb} 一定の下での A_c の変化のひびわれ間隔に与える影響を示すものであると見做すことが出来る。

7.2.2図はこのようにして7.4図より $\sigma_{tb}=3.24 \text{ kg/cm}^2$ で一定とした場合の $P=8 \text{ t}$ における平均ひびわれ間隔 e_{av} とコンクリート断面積 A_c の関係を求めたものである。 e_{av} が判れば平均ひびわれ幅 w_{av} は(7.12)式から求めることが出来る。(7.12)式において k_1, k_2 の値も ϵ_{av} の関数となって未知量であるが、実用的には $k_1, k_2=0.5$ と仮定すればよい。このようにして求めた、 w_{av} と A_c の関係も7.2.2図に記入してある。

7.2.2図によると、鉄筋径を一定とすると、ひびわれ間隔またはひびわれ幅とコンクリート断面積との関係式は次の形に近似出来ることが判る。

$$w_{av} \text{ or } e_{av} = K_1 A_c^{K_2} \quad \dots\dots (7.50)$$

更に実用的には

$$w_{av} \text{ or } e_{av} = K_1 + K_2 A_c \quad \dots\dots (7.51)$$

と近似することが出来よう。(7.50)式と(7.51)式における K_1, K_2 は同じ値ではない。

(7.50)式の形はMattockの(7.43)式と同じ関数形であり、(7.51)式の形はEfsen & Krenchelの(7.34)式、CEB改良式の(7.40)式、Borgesの(7.47)式と同じ関数形であることが判る。したがって7.2.2図で表わさ

れる著者の理論によって、定量的には別問題として、鉄筋径が一定と云う条件の下ではひびわれ現象の性質を表現出来ていることが判る。

定量的にも実験結果と一致させることは、 τ_{\max} 、 $S_{\tau-\tau_{\max}}$ の組合せを調整することによって手法としては可能である。しかし、ひびわれ現象に影響する複雑な要因を考慮すると、普遍的な意味を持つ τ_{\max} 、 $S_{\tau-\tau_{\max}}$ の値が存在するわけではなく、その実験における条件の範囲内で実験結果と量的に一致させるために等価な τ_{\max} 、 $S_{\tau-\tau_{\max}}$ を求めているに過ぎない。従って鉄筋径 D が変化する場合に対して 7.2 2 図の場合と同じ τ_{\max} 、 $S_{\tau-\tau_{\max}}$ を仮定して理論値を求めることは容易であるが、当然実験結果と一致しないし、実験結果と一致するように個々の条件に対して τ_{\max} 、 $S_{\tau-\tau_{\max}}$ を求めても余り意味がない。極めてランダムなひびわれ現象を量的にも一致させるためには、著者は理論的アプローチは有効でないと考える。種々の要因の相互作用を実験的に明らかにして、実験的事実に立脚した経験式を導くのが、ひびわれの制御と云う目的に対して合目的である。この場合の理論的検討結果は実験結果から実験式を組立てるための道筋を示すのにのみ有効である。

7.5.3 平均ひびわれ間隔についての実験結果

ひびわれの間隔は荷重の増大に伴って漸次小さくなって行くが、ある程度以上の荷重に対してはほとんど一定値であると考えることが出来る。これは実験的事実であると同時に 7.5 図に示される著者の理論的検討結果からも証明されている。このようにひびわれが出揃う段階は鉄筋応力で表現するより平均ひずみで表現する方が適当であることが、7.5 図と 7.6 図の結果から判る。しかし 7.4 表に示した本研究の実験の範囲内では、鉄筋応力が 2400 kg/cm^2 を越えると、ひびわれ間隔は一定値を保つと考えても実用上支障えない。7.4 表に示した平均ひびわれ間隔はこのような段階での同種の供試体全部についての平均ひびわれ間隔実測値を示したものである。

7.5.1 で述べた諸ひびわれ式が示すように、ひびわれの間隔または開口幅は D/p の値に支配されることが予測されるので 7.4 表の実験結果のうちで乾燥収縮の影響を調べた実験Ⅱ、実験Ⅳの A 養生を行ったものと実験Ⅰの長方形断面のものを除いた全ての実験について平均ひびわれ間隔と D/p の関係をプロットしたのが 7.2 3 図である。

$$e_{av} = K_1 + K_2 \frac{D}{p} \quad \dots\dots (7.52)$$

の形において最小 2 乗法によって K_1 、 K_2 を決定すると、

$$\text{異形鉄筋に対して } e_{av} = 3.74 + 0.2033 D/p \quad \dots (7.53)$$

$$\text{丸鋼に対して } e_{av} = 8.62 + 0.2830 D/p \quad \dots (7.54)$$

となり、(7.53)式、(7.54)式を7.23図に記入してある。7.23図によると丸鋼も異形も同一の D/p に対して鉄筋径が太いほど大きいひびわれ間隔を与える。これは(7.25)式において D が大きいほど τ_1/C_1 、すなわちひびわれ間における平均付着応力が小さくなることを示している。従って(7.52)式の形は鉄筋径の影響を正しく表現していないと解される。

(7.52)式が太径に対しては過大の、小径に対しては過小の値を与えることから、Mattock の(7.41)式の形で示される傾向に実験結果になることが予想されるので、同じ実験データを e_{av} と A_c の関係として表示したのが7.24図である。7.24図によると、特に異形鉄筋の場合は鉄筋径の変化に拘らず A_c が与えられればひびわれ間隔は決まると考えてよいことを示している。(7.50)式の形において係数を決めると異形鉄筋に対して

$$e_{av} = A_c^{0.63} \quad \dots (7.55)$$

となる。(7.51)式の形において係数を決めると異形鉄筋に対して

$$e_{av} = 4.36 + 0.1371 A_c \quad \dots (7.56)$$

となる。丸鋼に対しては6.23図からも6.24図からも一定の法則が見出し得ないが、(7.51)式の形におけば

$$e_{av} = 5.94 + 0.2382 A_c \quad \dots (7.57)$$

を得る。7.24図中には異形鉄筋についての(7.53)式も示されているが、(7.53)式で表わされるほど鉄筋径の影響を受けないことが判る。この点は米国製異形鉄筋についてのHognestadの実験²¹⁾、Mattock等の実験²⁰⁾と同じ傾向である。

本実験の結果からひびわれ間隔を D/p の関数として表現するよりも、コンクリート断面積の関数として表わす方が、実験結果と良く一致することを確認したのが7.8表である。7.8表はそれぞれの推定式に対する実験値の残差平方和を示したもので、 A_c 関数式の方が近似度がよいことを示している。

以上の実験式は正方形コンクリート断面の中心に鉄筋が1本通った供試体についての実験結果から求めたものである。コンクリート断面が矩形のように偏平な場合には、常に全断面積を A_c と採ることには問題がある。これは k_1 k_2 の値を求める基準となる

A_c を如何に採るかと言う 7.4.4 における問題と同様である。むしろ 7.15 図のような有効断面積をとるのがよいと考えられるが、本実験結果は量的検討には不充分である。また、偏心して配筋されたものについては A_c を如何にとるかと言う問題が残るが、実験 I の長方形断面偏心配筋供試体のひびわれデーターによると鉄筋と重心が一致する部分のコンクリート面積を A_c とすれば、推定式 (7.56) 式または (7.57) 式に乘ることが判る。すなわち、7.5 × 1.5 E 供試体は 7.5 × 7.5 供試体と、5 × 1.5 E 供試体は 5 × 5 供試体とひびわれ間隔が一致する。

7.8 表 ひびわれ間隔推定式に対する残差平方和

推 定 式	D/p の関数式		A_c の関数式	
	異形：(7.53)式	丸鋼：(7.54)式	異形：(7.56)式	丸鋼：(7.57)式
残差平方和 cm ²	7.3.9	902.0	38.1	486.4

(7.56) 式または (7.57) 式で e_{av} を A_c の関数として表現したが、正方形断面の場合は、これは鉄筋のかぶり厚さ t の関数と表現していることと同じである。長方形断面の場合の有効断面積が、7.15 図のように短辺の長さの 2 乗の関数で表されるとすればこの場合も e_{av} はかぶり厚さ t の関数と考えることが出来る。(7.56) 式を t の関数として表現すると

$$e_{av} = 4.36 + 0.1371(2t + D)^2 \quad \dots\dots (7.58)$$

t と e_{av} の関係を示したのが 7.25 図である。同図から t と e_{av} と関係を原点を通る直線と仮定しても不都合でないことが判る。

$$e_{av} = K \cdot t \quad \dots\dots (7.59)$$

7.25 図では $K = 4.7$ としてある。Borges の (7.43) 式は K_2 が極めて小さいので (7.59) 式の形に近く、Broms²⁴⁾ は理論および実験の両面から (7.59) 式型のひびわれ間隔式を提案している。Base 等は梁についての豊富な実験データーから、異形鉄筋でさえあればその形状と径の差異に拘らず (7.59) 式のようにかぶり厚さのみの関係でひびわれ間隔またはひびわれ幅が与えられることを示している。²⁶⁾ このようにひびわれについての実験結果はばらつきの大きい現象であり、単一の形に整理しなければならない

と云う性質のものではなく、研究者の観点の相異によって、どのような形にでも整理してもよく、いずれの形が最も適当であるかは極めて難しい問題と思われる。 A_c の関数であるにせよ t の関数であるにせよ、要するに、ひびわれ間隔、ひびわれ幅は鉄筋径と鉄筋の付着性能に極めて鈍感であることを表現している。上記の最近の研究成果から判断してこの性質は明確に結論づけられたと見てよからう。ひびわれ分散が付着性能に鈍感であるとする特性はひびわれ現象が相対滑りの少ない範囲の付着に支配されることを考慮すれば6.5.2に述べたように当然の結果であることが著者の付着理論から判る。著者は A_c の関数で表現する(7.56)式の形を最も適当なものとして採用したい。

鉄筋保護のためにひびわれ幅を制限すると云うのが最終の目的であるから、必要なのは平均ひびわれ幅ではなく最大ひびわれ幅である。著者はひびわれ幅はひびわれ間隔に比例すると云う立場をとっているから、結局ひびわれ間隔の最大値を知るのが本来の目的と云うことになる。理論的には(7.4)式のように e_{\max} は e_{av} の $4/3$ であるとしたが、これは σ_{tB} 、 τ_{\max} などのばらつきを考えないで求めた値である。7.4表の実験結果全体からひびわれ間隔の度数分布を調べたのが7.25図である。7.26図より、ひびわれ間隔は正規分布すると見なしてよく $1.5 e_{av}$ を超過する確率が3%となるから

$$e_{\max} = 1.5 e_{av} \quad \dots\dots (7.61)$$

と考えてよい。個々のひびわれ間隔の平均値に対する比 e_i/e_{av} の異形と丸鋼を含めた全体の標準偏差は0.266となり、異形鉄筋については0.269、丸鋼については0.260となる。従ってひびわれ間隔の平均値に対するちがりは鉄筋種類によって変らない。

Baseは多数の梁の実験からひびわれ幅の標準偏差を平均値の0.42として $w_{\max} = 2w_{av}$ とした。²⁶⁾ Borgesは $w_{\max} = 1.66 w_{av}$ としている。²⁴⁾

7.5.4 ひびわれ間隔におよぼす乾燥収縮の影響

7.4表の中で空气中養生を行った実験結果から乾燥収縮のひびわれ間隔に与える影響を知ることが出来る。乾燥収縮を受けた供試体について、平均ひびわれ間隔とコンクリート断面積の関係を示すと7.27図を得る。7.27図には収縮をうけないときのひびわれ間隔を与える実験式(7.56)式および(7.57)式の関係が記入してあるので、乾燥収縮の影響が明瞭に判る。7.27図によると、異形鉄筋の場合はほとんど影響をうけないのに対し、丸鋼では乾燥収縮によってひびわれ間隔が著るしく小さくなり、異形鉄筋と差がなくなることが判る。

7.5.5 ひびわれ間隔におよぼすコンクリート強度の影響

実験Ⅱによるとひびわれ間隔に与えるコンクリート強度の影響を知ることが出来る。

7.28図は平均ひびわれ間隔とコンクリート引張強度の関係を図示したものである。すでに7.5表に示したように、コンクリート引張強さとしてコントロールシリンダーの Split Test から求めた引張強さ σ_{tB}^* と RCプリズムの引張試験の初ひびわれ点の荷重から求めた引張強さ σ_{tB} の2つが定義される。水中養生をした場合は7.5表に示したように σ_{tB}^* と σ_{tB} は極めて良く一致したが、空中養生をした場合には7.9表に示すように一致しない。 σ_{tB} は収縮応力(引張応力)を受けた状態で水和反応が進行する場合の強度で、同じ養生条件でも収縮拘束のないコントロールシリンダーでの強度 σ_{tB}^* より低下することが判る。但し3Aの場合は浮水の流出のための水量減少により σ_{tB} が高くなった。

7.9表 空中養生コンクリートの引張強さ kg/cm²

コンクリート 品 質	σ_{tB}^* ($\phi 10 \times 20$ シリンダーの Split Test より)	σ_{tB} (RCプリズムの引張試験より)
1 A	3 8.4	2 6.5
2 A	2 4.0	1 9.6
3 A	1 4.2	1 8.3

7.28図には空気養生したものについては σ_{tB}^* と σ_{tB} の両方に対して関係が示してある。7.28図より異形鉄筋の場合はコンクリート強度の影響をほとんど受けず、一定のひびわれ間隔を得るのに対し、丸鋼の場合はコンクリート強度の増大に伴ってひびわれ間隔も増大する。コンクリート強度を RCプリズムで求めた引張強度 σ_{tB} に採ってひびわれ間隔と対応させると、丸鋼の場合に乾燥収縮によって e_{av} が小さくなるのは、実はコンクリート強度の低下に根本原因があるのであって、乾燥収縮の影響をコンクリート強度の影響に帰着させて考えることが出来る。

異形鉄筋の場合にコンクリート強度の影響をほとんど受けないのは、多くの研究者によって実証されている通りである。この現象はひびわれが σ_{tB}/τ_{av} によって支配され、この比はコンクリート強度に無関係であることを示している。一方丸鋼の場合は σ_{tB} の増大の割合には τ_{av} が増加せずこの比が強度増大に伴って大きくなるのが原因であり、定

性的には理論的推定と一致した現象である。

7.6 鉄筋の付着性能試験法としての細長いRCプリズムの引張試験法の提案

鉄筋コンクリート構造において出来るだけ付着性能の良い鉄筋を用いる目的の一つは荷重によって生じるコンクリートのひびわれを出来るだけ細分化することである。従って鉄筋のひびわれの分散性能を直接試験することは、鉄筋自体の付着性能の一つの重要な評価方法である。第6章で述べた短い引張材の両引試験も付着応力状態は同じであるが、ひびわれ分散性能を調べる試験法として間接的であって、両引試験の結果からどのようにひびわれ分散性能を評価するかと云う点に難しい問題が介在するのである。本章で述べた長い引張材では、実際にひびわれを自然に生じさせて、その間隔から鉄筋の性能を評価出来るから極めて直接的である。

鉄筋の付着性能試験としてこの方法を行うためには、その目的を効果的に達成するための必須の条件がある。この具備すべき条件は本章の研究結果から明らかにすることが出来たが、それを以下にまとめて、標準方法を提案する。

(1) 供試体形状、寸法

供試体はコンクリート柱体の中心に供試鉄筋が1本通ったものとする。コンクリートの断面は正方形または円形でもよい。コンクリート柱体の長さは断面の一辺の長さ（または直径）の少なくとも10倍とする。これは異形鉄筋でひびわれを少くとも5本は発生させるための条件である。標準的なものとして次の形状がよい。“コンクリート断面10×10cm，コンクリート長さ100cm，鉄筋径19mm～25mm。”鉄筋はコンクリート端面より、試験機のチャックにかかる程度の長さを延長しておく。

(2) 供試体の製作

コンクリートは分離を生じない、ブリーディングの少ない配合、水比を選定することを優先に考え、強度レベルは建築工事用の標準範囲にとらわれることはない。一般にフランブ5cm，強度300kg/cm²程度が望ましい。供試体は横打ちとするのが現実的で、そのために正方形断面が適当である。

型枠は漏水のないことが重要で、更に埋込み鉄筋を正確に断面の中心に保持出来るものでなければならない。このためには鋼製型枠が必要である。

横打ちであるから、一たん鉄筋の直下までコンクリートを打上げ、30分程度沈下を待ってから、残りの部分を打設する。表面仕上げ面積が広いから、定規ずり等で入念に行う

べきである。供試体上面を湿布でカバーして材令2日で脱枠する。

(3) 供試体の養生

温度21℃の水槽中で標準水中養生を行う。材令28日で水槽よりとり出して載荷するが、載荷の直前まで水槽に入れ、表面が湿潤な状態で試験するのが重要な条件である。

21℃水中養生を原則としたが、冬期などで、載荷を行う実験室気温と水温が10℃以上の差が生じる場合は、室温と差の少ない水温の水中養生とする。

(4) 載荷試験

湿潤状態の供試体を試験機にかけて、載荷するが、載荷終了まで室温が余り変化しないことが必要である。

載荷試験に当っては、まず初ひびわれ荷重を正確に求め、それ以後ひびわれの発展に応じて適当な間隔でひびわれの発達状況を荷重と対応させて記録する。ひびわれは必ずしも、鉾巻き状に整然とは生じない。辺の途中で止るひびわれは、辺の長さに対するひびわれ部分の長さの比でひびわれの本数を表現し、4辺についてのひびわれの総本数 $\sum n$ を計算して、次式で平均ひびわれ間隔を求める。

$$e_{av} = \frac{\sum n + 4}{4L} \quad \dots\dots (7.62)$$

Lはコンクリートプリズムの材長とする。このようにして求めた e_{av} と荷重との関係をグラフに示し、その結果を比較する。

以上に提案した方法で鉄筋のひびわれ性能の優劣を合理的に評価出来るか、すでに述べたようにひびわれの分散は鉄筋の付着性能に本質的に極めて鈍感である。従って本試験法で劣性の明確な鉄筋は付着性能が極めて劣ることが予想される。

7.7 本章の総括

本章は荷重によってひびわれが多数発生するような、細長い鉄筋コンクリート柱体の力学的性能について究明したものである。ひびわれが発生した後は第6章で示した両引法の際に生じる応力状態と全く同じ付着応力状態が連続したものと考えてよいから、著者の付着理論を適用出来る。長いRCプリズムのひびわれ発展のメカニズムやひびわれ間コンクリートの引張力の分担による変形特性など、従来は実験的にしか取扱い得なかった性質を著者の付着理論によって明らかにすることが出来た。総計140本以上のRCプリズムの引張試験を行い、ひびわれや、変形特性におよぼす種々の影響を調べた。

以上の理論的、実験的研究から得られた結論を列挙すると次の通りである。

- i) $k_1 k_2$ と云う係数を導入することにより、RCプリズムの変形特性を明確に表現することが出来た。
- ii) 理論的に求めた $k_1 k_2$ と平均ひずみ ϵ_{av} の関係は実験的に求めたそれと全くよく一致する。
- iii) $k_1 k_2$ の値は鉄筋種類、鉄筋比、コンクリート強度などに無関係に平均ひずみ ϵ_{av} のみの関数として与えられると考えることが出来る。
- iv) 著者の付着理論の適用によって、荷重増大に伴ってひびわれが細分化してゆく状態を理論的に表現することが可能となった。
- v) ひびわれ間隔の理論値と実験値の量的一致は、ひびわれ現象のランダム性を考慮に入れば、期待することが出来ない。従ってひびわれの分散性については実験的研究が大切である。
- vi) コンクリートのひびわれ間隔は、鉄筋径に無関係にコンクリート断面積のみの関数として、または鉄筋に対するコンクリートかぶり厚さの関数として表わすことが出来る。
- vii) コンクリートの乾燥収縮によって、RCプリズムの変形は、見かけ上剛性が鉄筋のみを引張った場合より小さくなると云う現象を生じる。収縮応力を正しく考慮に入れば $k_1 k_2$ を収縮のない場合と同様に定義出来る。また、収縮はひびわれ間隔を短縮する効果があり、これは特に丸鋼の場合に著るしい。
- viii) 異形鉄筋の場合はひびわれ間隔はコンクリート強度の影響を受けないが、丸鋼の場合は著るしく影響をうける。
- ix) 適当な配慮を行えば長いRCプリズムの引張試験は鉄筋のひびわれ分散性能の比較試験方法として適切であり、試験法の要点を本章の研究結果を参照して具体的に提案することが出来た。

〔第7章 参考文献〕

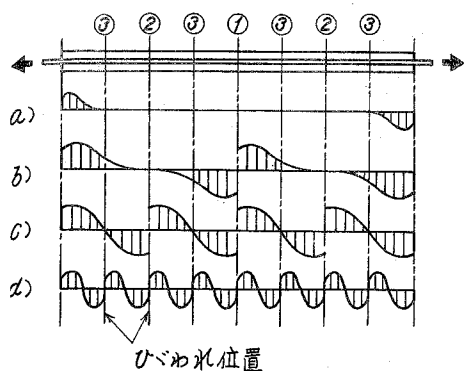
- 1) 六車熙, 森田司郎 “鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (Ⅱ. 引張材の変形について)” 日本建築学会論文集 第134号 昭和42年4月
- 2) R. Saliger, “High Grade Steel in Reinforced Concrete” International Association for Bridge and Structural Engineering, Preliminary Publication, 2nd Congress, Berlin-Munich 1936.

- 3) F.G.Thomas ; "Cracking in Reinforced Concrete"
The Structural Engineer, Vol.14, No.7, Jul. 1936.
- 4) D.Wastein and D.E.Parsons ; "Width and Spacing
of Tensile Cracks in Axially Reinforced Concrete
Cylinders" Research Paper RP1545, National Bureau
of Standards, July 1943.
- 5) D.Watstein and N.A.Seese Jr. ; "Effect of Type of
Bar on Width of Cracks in Reinforced Concrete
Subjected to Tension". J. of ACI. Vol.41 Feb.1945.
- 6) A.Efsen and H.Krenchel ; "Prognosis of The Crack
Problems in Reinforced Concrete Based on
Statistical Investigations." RILEM Symposium on
Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete,
Stockholm 1957.
- 7) L.P.Brice ; "Adherence des Barres d'Acier dans le
Beton." Annales de l'Institut Technique du
Batiment et des Travaux Publics, Mars-Avril
1951, No. 19.
- 8) A.Lazard ; "Recherches sur la Fissuration de
Manchons de Beton entourant un Rond Sollicite en
Traction Pure." Abhandlungen von Internationale
Vereinigungen für Brücken und Hochbau. 1956.
- 9) A.Johnson ; "Deformation of Reinforced Concrete."
Abhandlungen IVBH, 1951.
- 10) S.Ödman ; "Stress in Axially Reinforced Concrete
Prisms Subjected to Tension and Exposed to
Drying." Proc. No. 34, Swedish Cement and Concrete
Research Institute at the Royal Institute of
Technology, Stockholm. 1962.
- 11) 森田司郎 ; "鉄筋コンクリート部材の引張り試験による付着効果の研究"

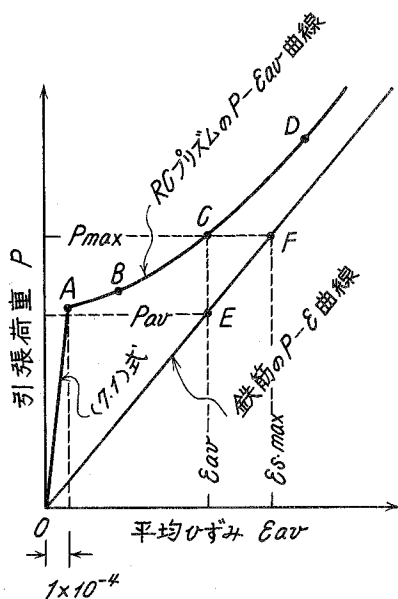
セメント技術年報 XVII 昭和38年5月.

- 12) 森田司郎, 角徹三 ; “鉄筋コンクリート部材の引張り試験による付着効果の研究
—コンクリートの強度, 乾燥収縮の影響—” セメント技術年報 XVIII ,
昭和39年5月.
- 13) 六車熙, 森田司郎, 角徹三 ; “異形鉄筋によるひびわれの分散について”
土木学会コンクリートライブラリー 第14号 昭和40年12月.
- 14) J.M.Plouman ; “Bond between Concrete and Steel.”
Structural Concrete. Vol. 1 No. 9 1963.
- 15) “Rapport de Comission No. 4a, Fissuration.” Comite
Européen du Béton, Bulletin d'Information No. 12,
CEB Permanent Secretariat, Paris, Feb. 1959.
- 16) L.P.Brice ; “Relation Entre l'Ouverture des Fissures,
la Contrainte des Aciers et les Diverses Caracté-
ristiques d'Une Piece en Beton Arme” RILEM
Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced
Concrete, Stockholm, Vol. I. (1957)
- 17) R.Saliger ; Die neue Theorie des Stahlbetons,
1950 s.56.
- 18) P.O.Jonsson, J.Osterman and G.Wästlund ; “Back-
ground of the Swedish Tentative Standard Specifica-
tions for Limitation of Crack Widths in Reinforced
Concrete Structures” RILEM Symposium on Bond and
Crack Formation in Reinforced Concrete,
Stockholm, Vol. I. 1957.
- 19) “Compte-Rendu de la 5eme Session de Travail” CEB
Bulletin d'Information No.24, CEB Permanent Secre-
tariat, Paris, Jun. 1960.
- 20) P.H.Kaar and A.H.Mattock ; “High Strength Bars as
Concrete Reinforcement. Part 4. Control of
Cracking.” Journal of the PCA Research and

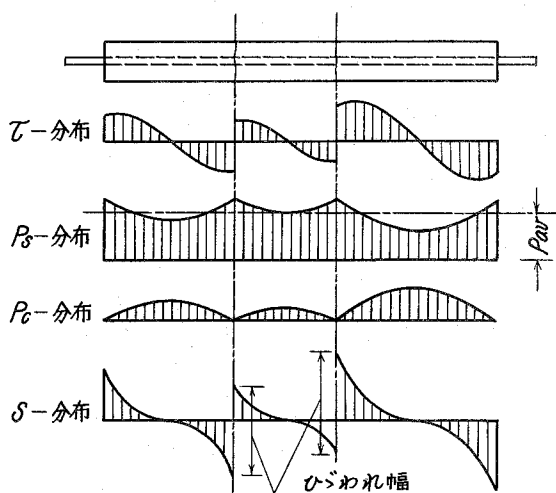
- Development Laboratories, Jan. 1963.
- 21) E.Hognestad ; "High Strength Bars as Concrete Reinforcement. Part. 2 Control of Flexural Cracking." Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Jan. 1962.
 - 22) J.Ferry-Borges, "Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams, Document Preliminaire a la XI^e Session Pleniére." CEB Bulletin d'Information No. 61. Juin 1967.
 - 23) J.F.Borges and J.A.Lima ; "Crack and Deformation Similitude in Reinforced Concrete." RILEM Symposium on Models, Bulletin RILEM No. 7, June 1960.
 - 24) B.B.Broms ; "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members." J. of ACI, Vol.62, No. 10, Oct. 1965.
 - 25) H.Parland ; "Inelasticity of Bond between Steel and Concrete, and Distribution of Stress in Steel in Cracked and Uncracked Structural Members." RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm 1957.
 - 26) G.D.Base et al. ; "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams." Research Report 18, Part 1 and Part 2. Cement and Concrete Association, Dec. 1966.



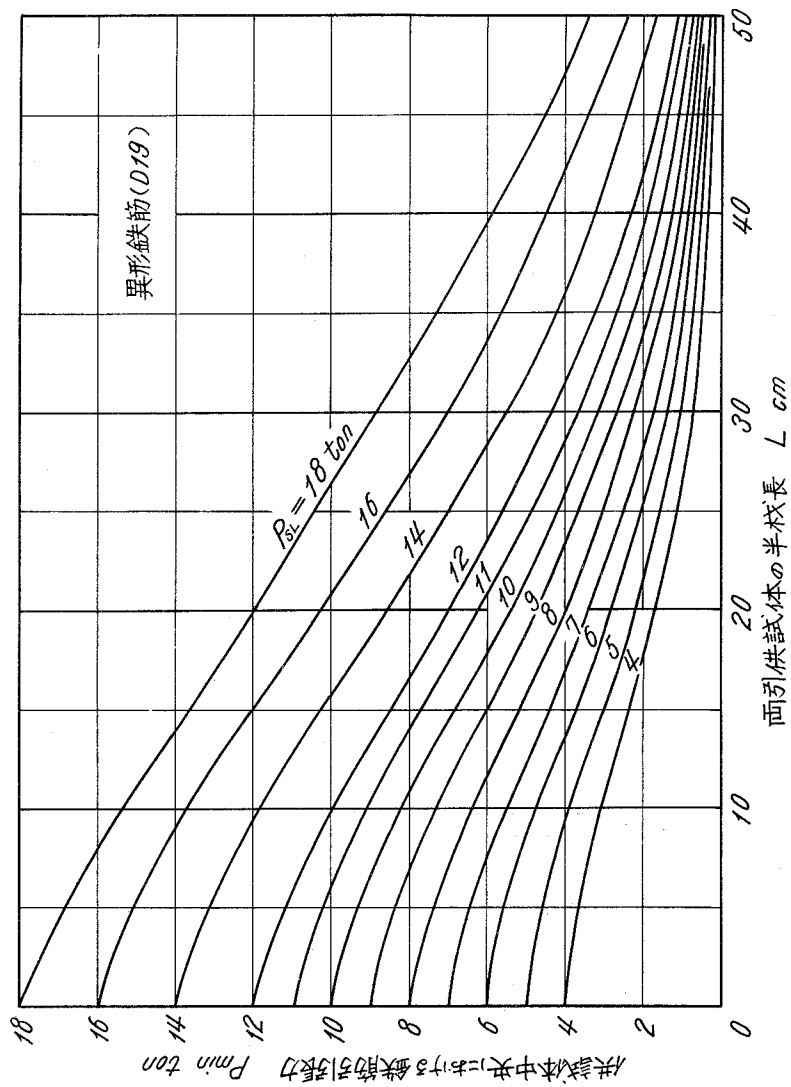
7.1 図 細長い引張材における付着応力分布の変遷



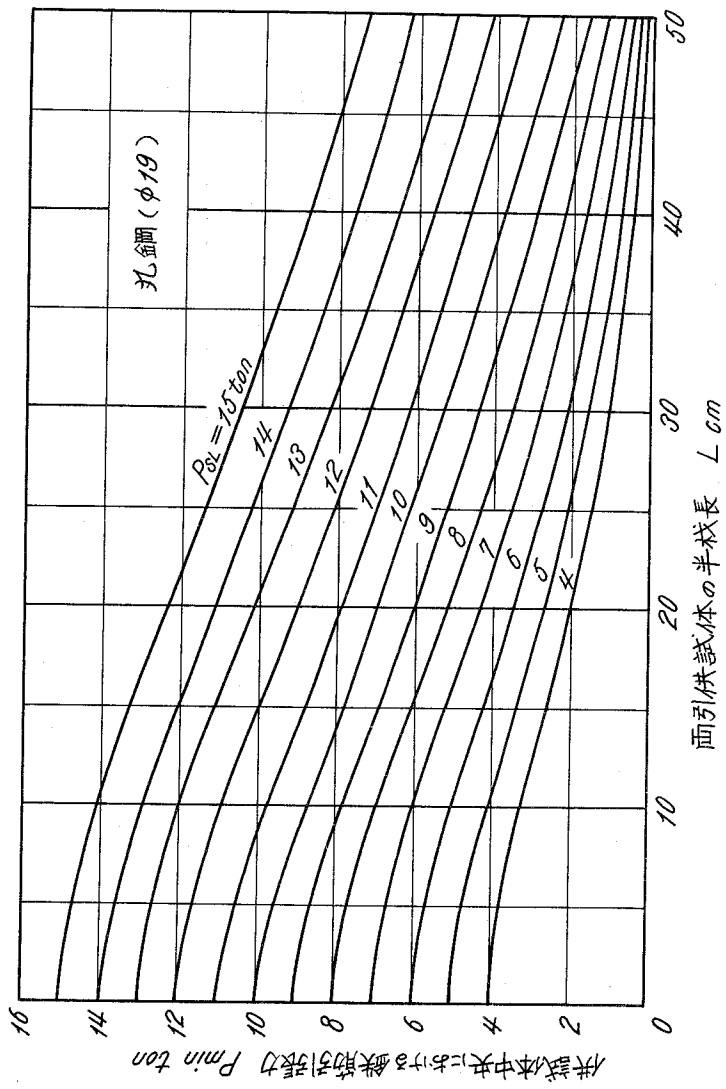
7.2 図 細長い引張材の荷重-平均ひずみ曲線の性質



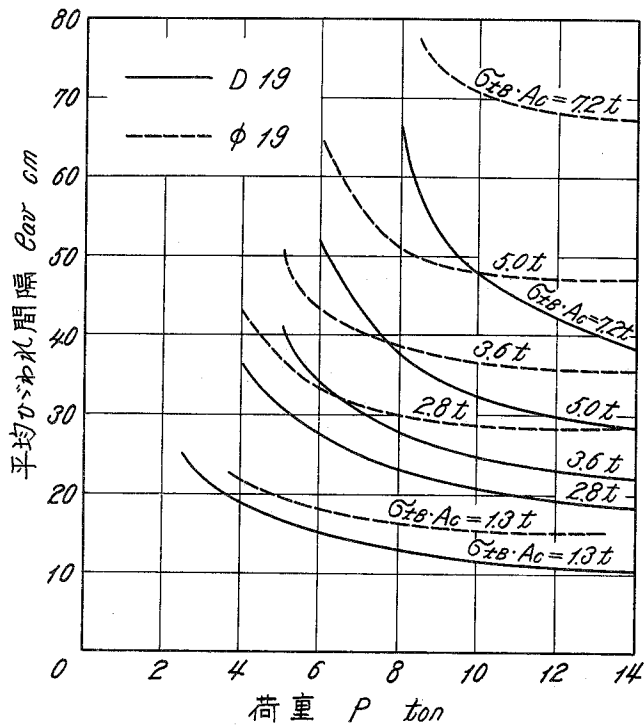
7.3 図 細長い引張材の応力状態



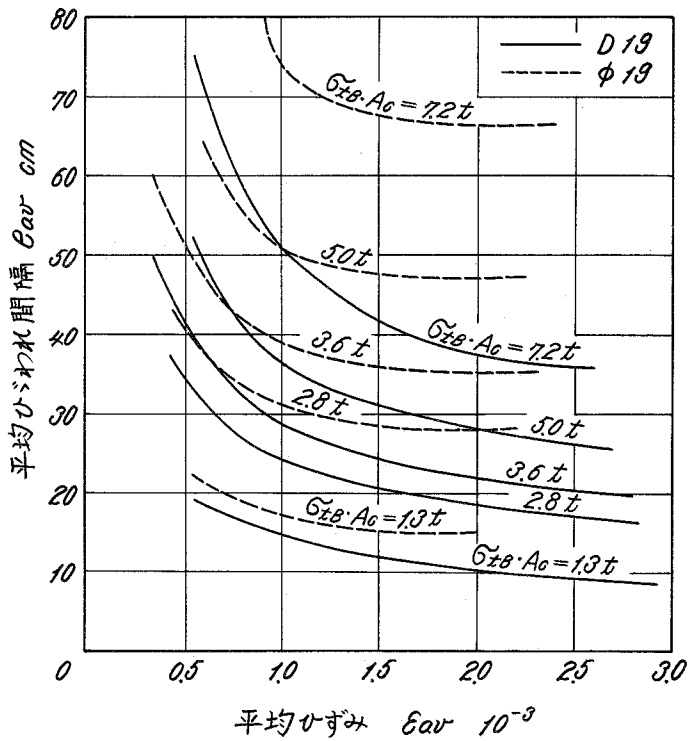
7・4図 (a) 短い引張材の材長と材中央鉄筋引張り力との関係の計算例



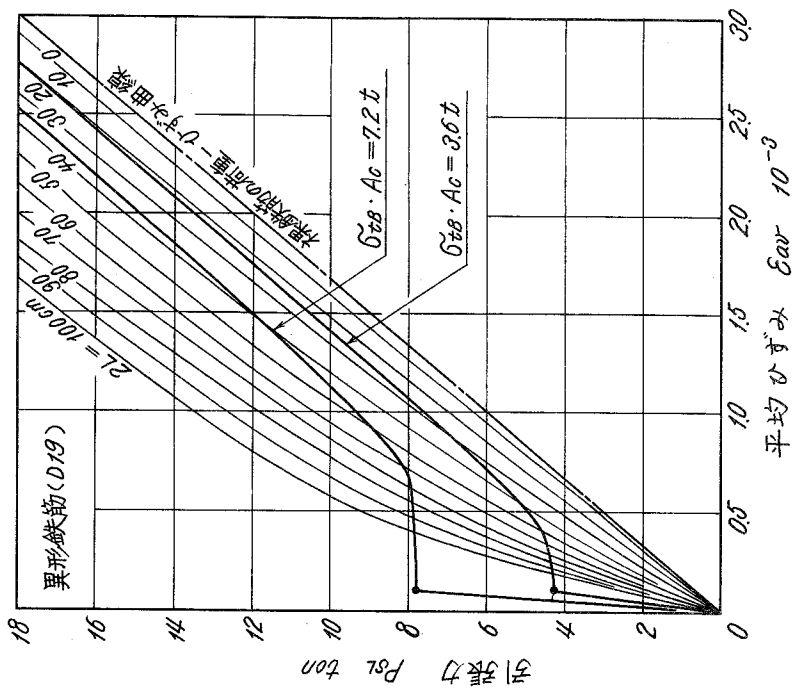
7・4 図 (b) 短引張材の材長と材中央鉄筋引張り力との関係の計算例



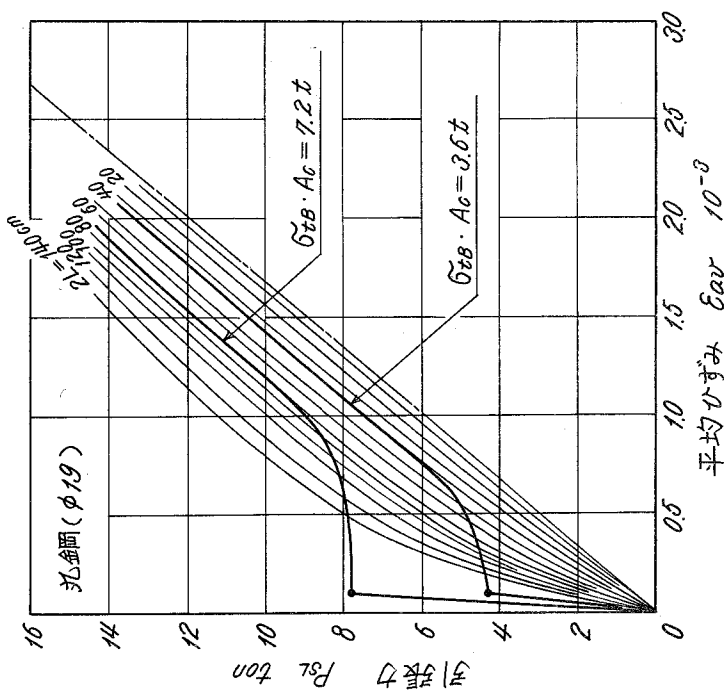
7・5図 荷重と平均ひびわれ間隔の関係の理論値



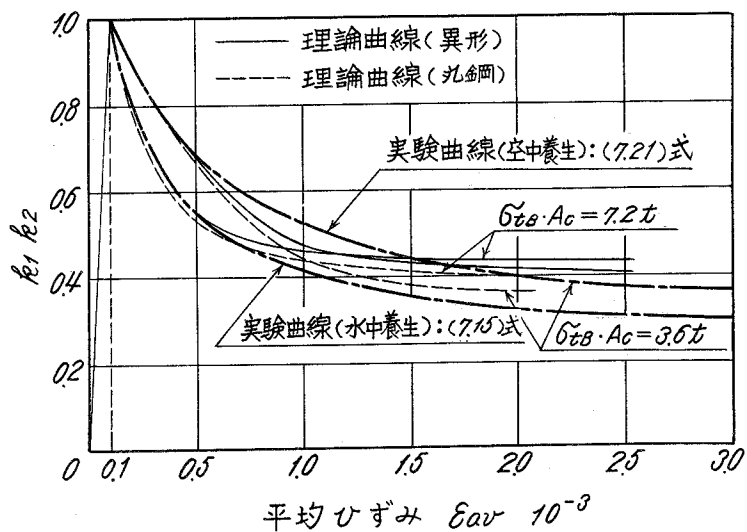
7・6図 平均ひずみと平均ひびわれ間隔の関係の理論値



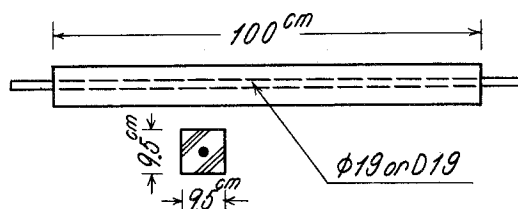
7.7 図 (a) 細長い引張材の荷重—平均ひずみ理論曲線



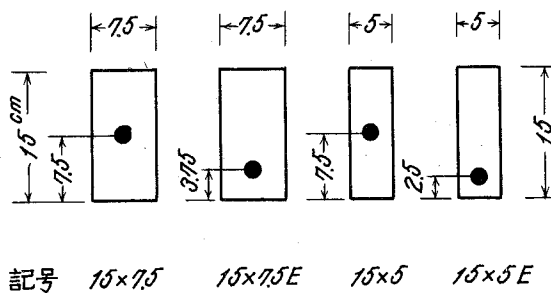
7.7 図 (b) 細長い引張材の荷重—平均ひずみ理論曲線



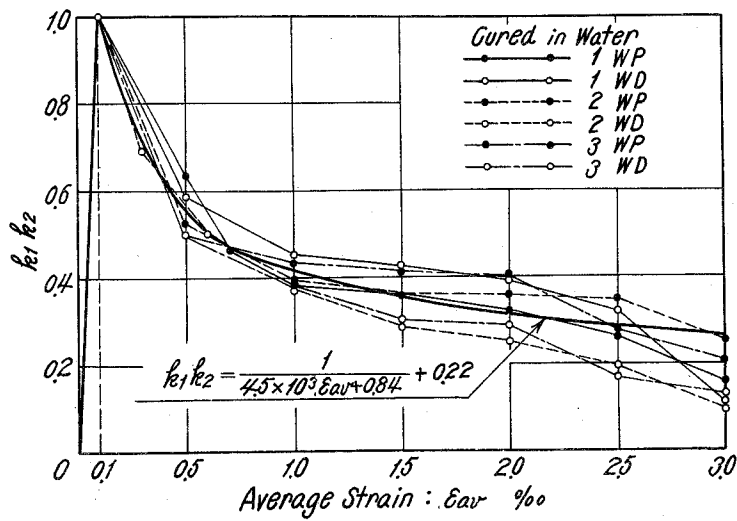
7・8図 $k_1 k_2$ — 平均ひずみ曲線の理論値と実験値の比較



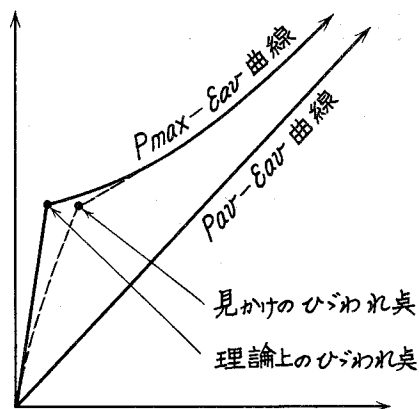
7・9図 Long Prism 試験法供試体 (断面 9.5×9.5 cm の場合)



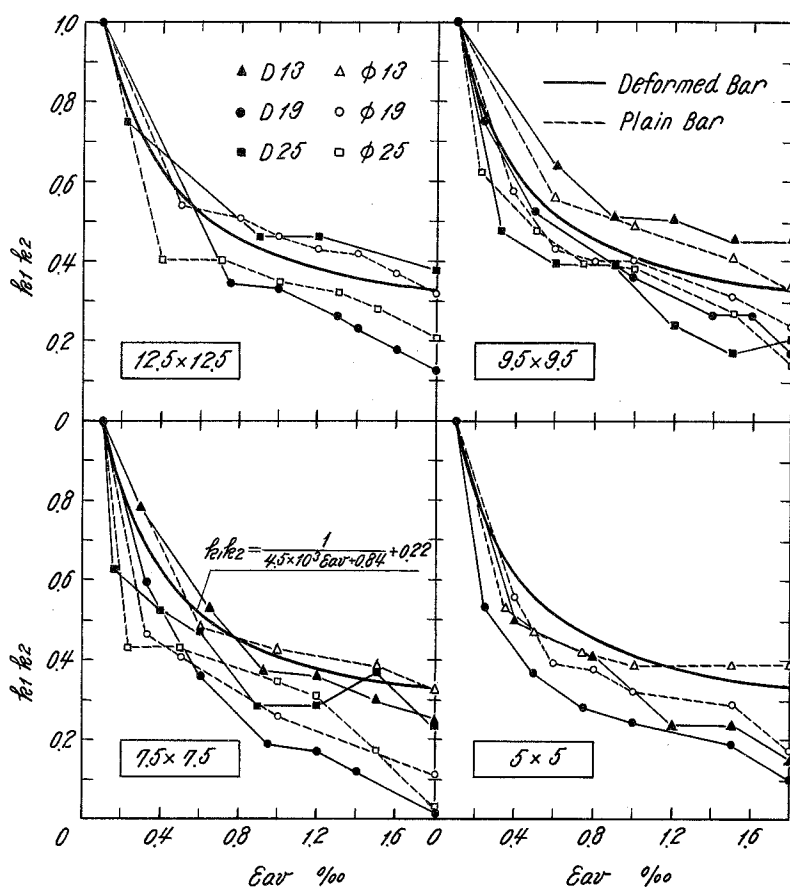
7・10図 変則的な Long Prism 供試体断面と記号



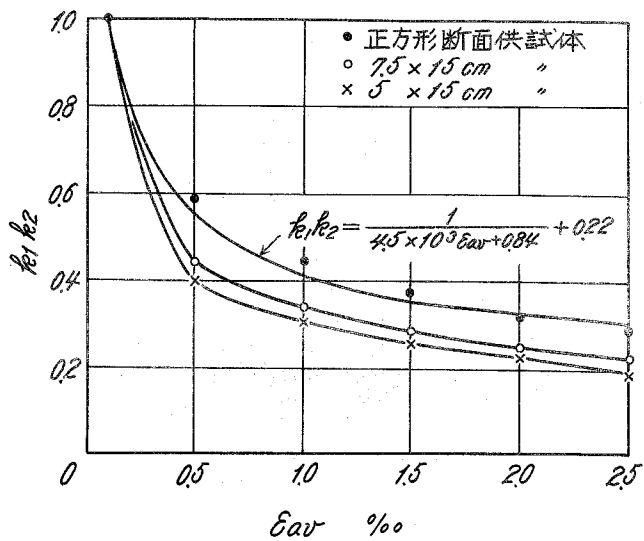
7・11 図 $k_1 k_2$ の実験値



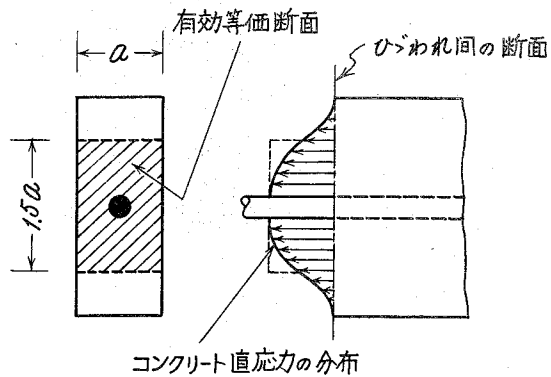
7・12 図 ひびわれ以前の $P - \epsilon_{av}$ 実験曲線の特性



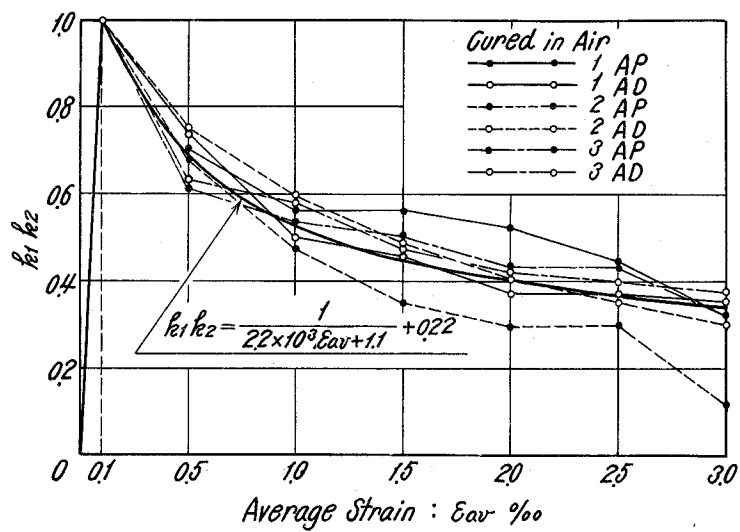
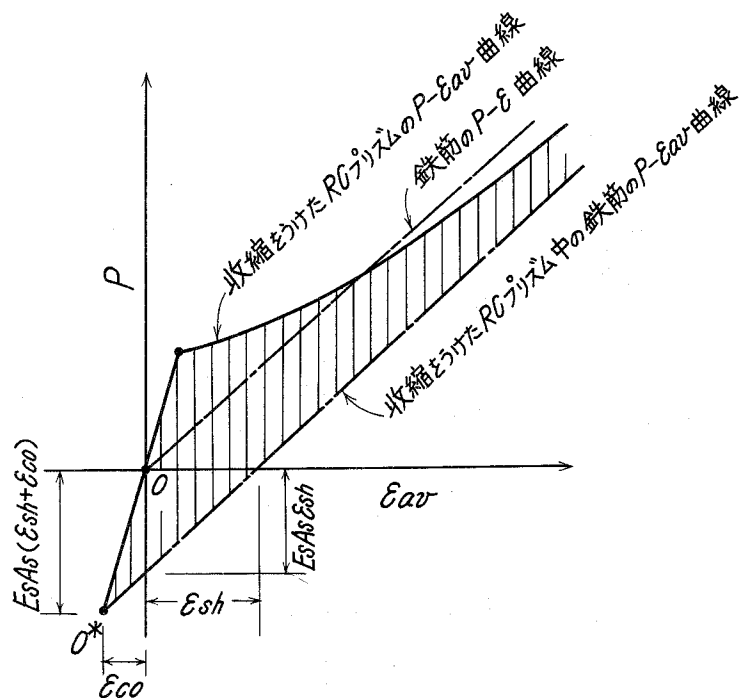
7・13 図 鉄筋径，コンクリート断面積が $k_1 k_2$ に与える影響

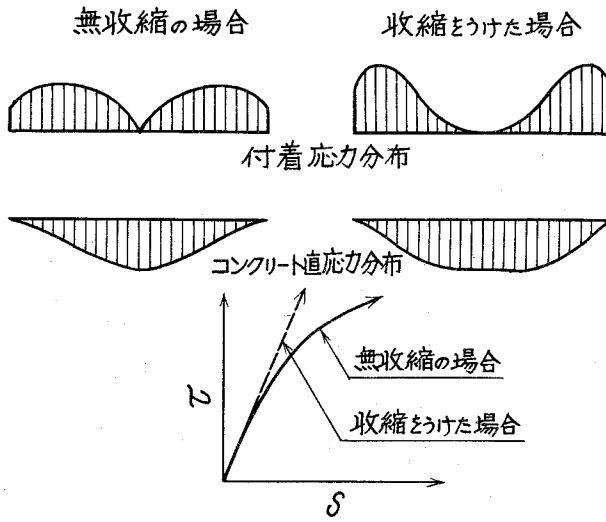


7・14 図 コンクリート断面形状が $k_1 k_2$ に与える影響

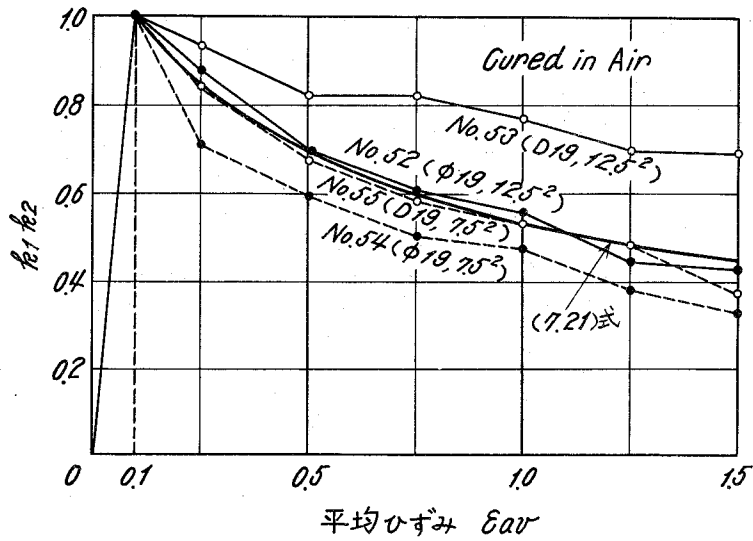


7・15 図 偏平断面における有効等価断面積

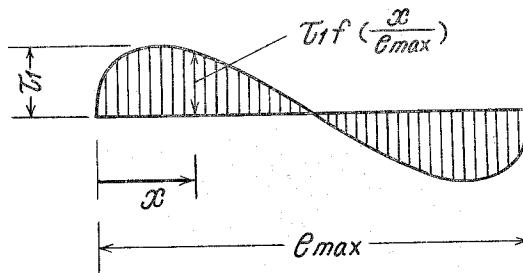




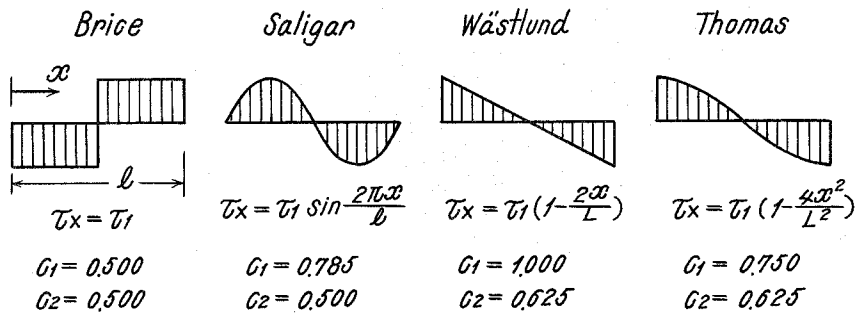
7・18図 収縮が付着特性に与える影響



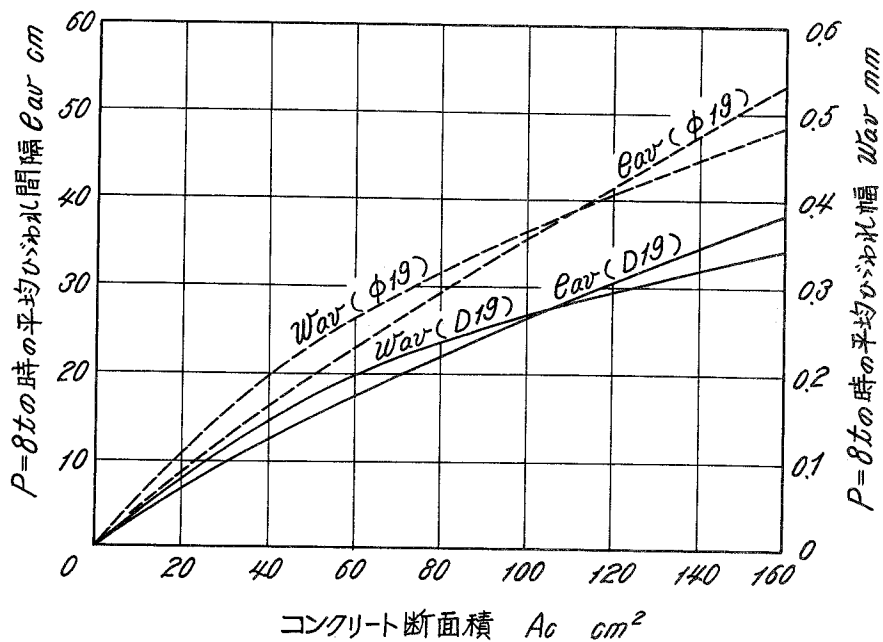
7・19図 収縮の影響の断面の大きさによる相異



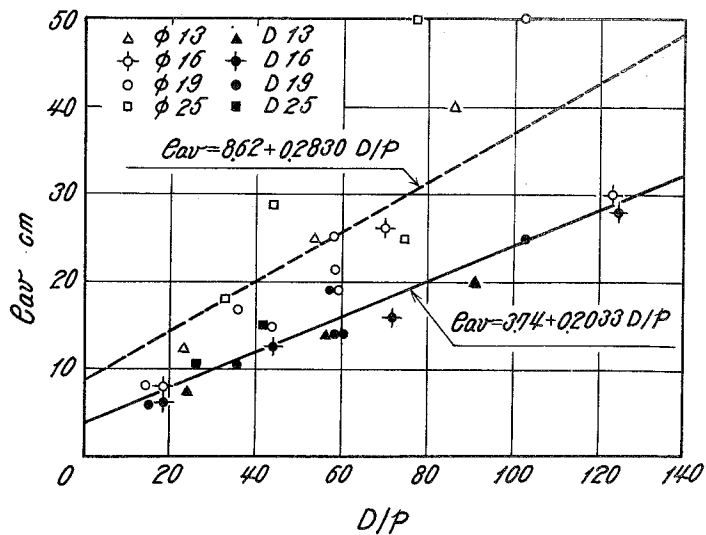
7・20 図 ひびわれ間付着応力分布の表現



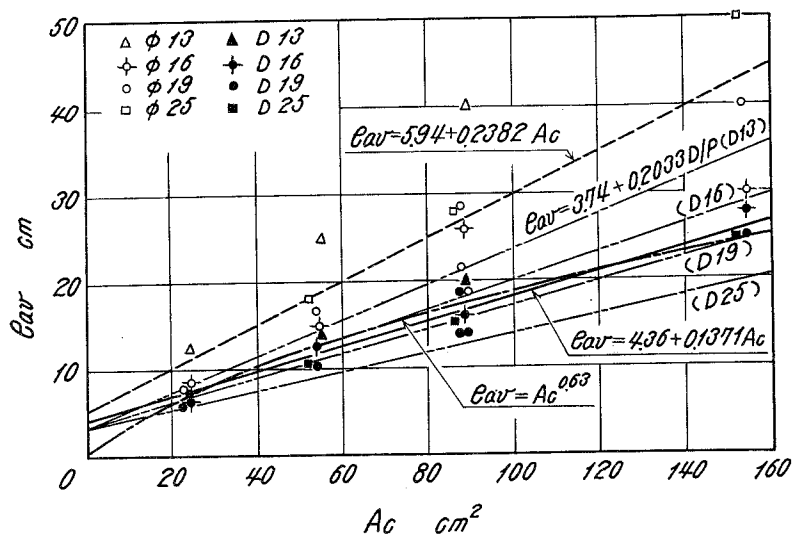
7・21 図 諸家の付着応力分布形の仮定



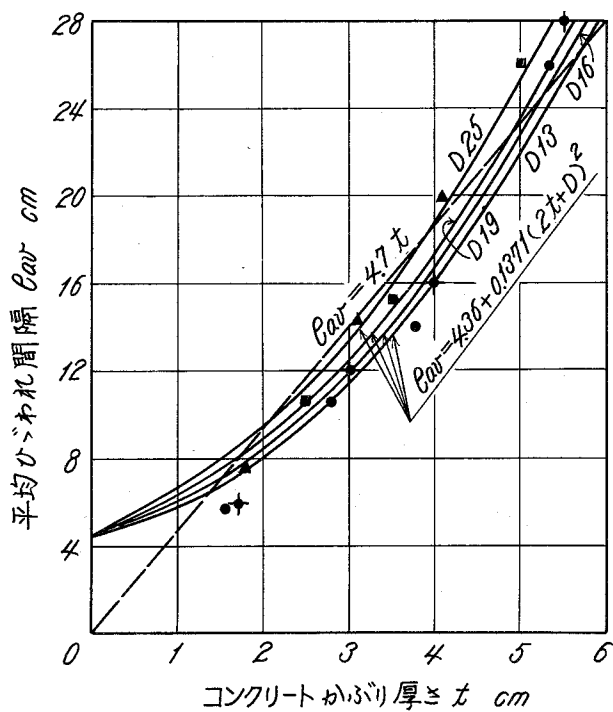
7.22 図 一定荷重下のひびわれ間隔，ひびわれ幅によぼすコンクリート断面積の影響（理論値）



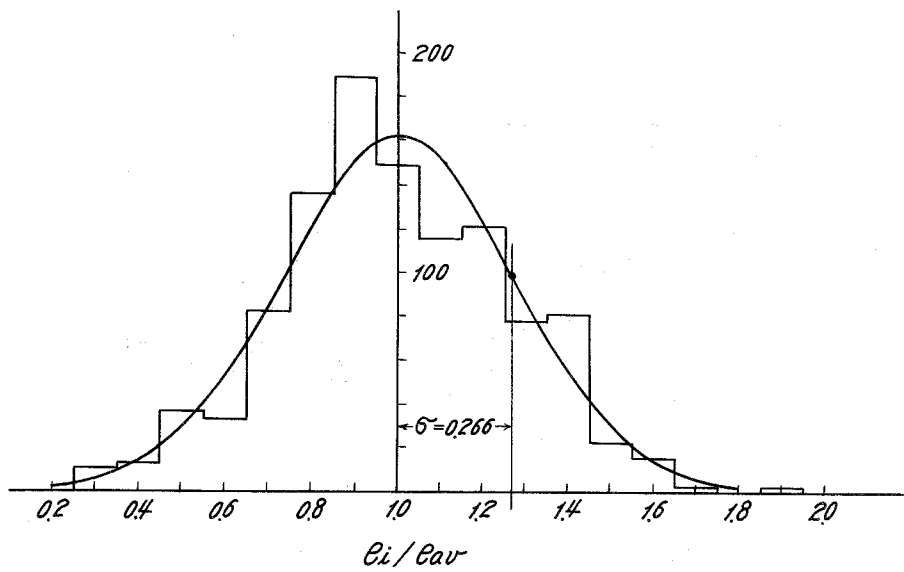
7.23 図 平均ひびわれ間隔と D/p の関係



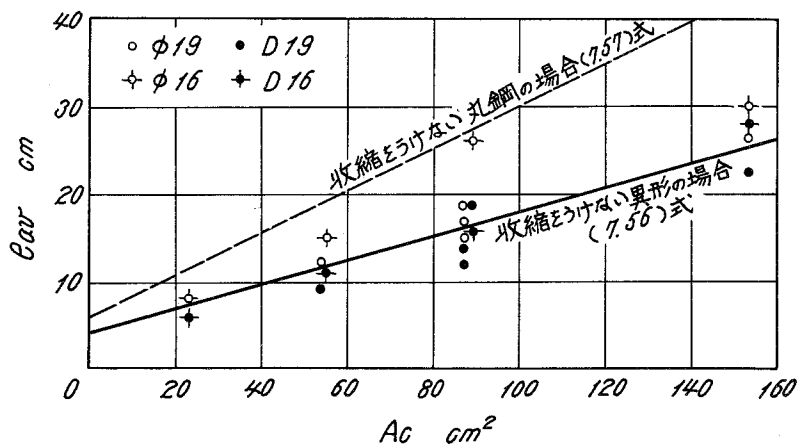
7・24 図 平均ひびわれ間隔とコンクリート断面積の関係



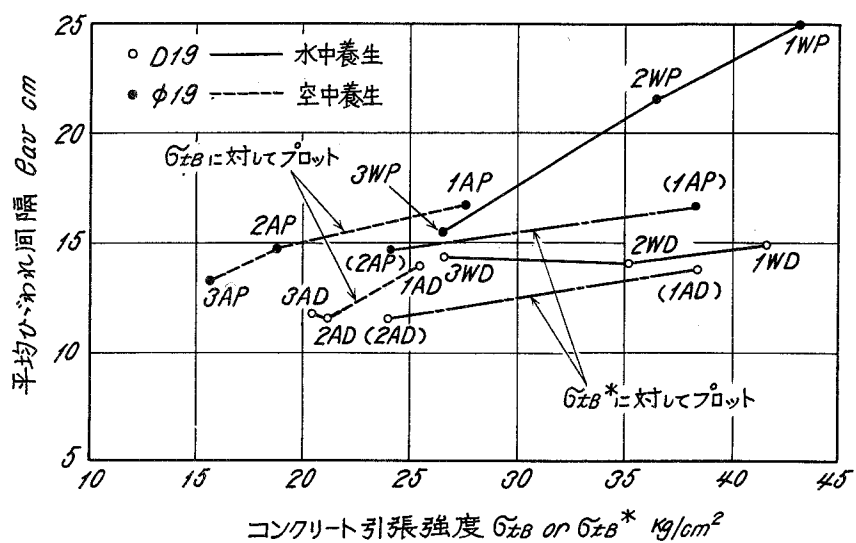
7・25 図 平均ひびわれ間隔とコンクリートかぶり厚さの関係



7・26 図 ひびわれ間隔の度数分布図



7・27 図 収縮がひびわれ間隔に与える影響



7・28 図 平均ひびわれ間隔とコンクリート引張強度の関係

第8章 各種付着試験法の比較実験

8.1 概 説

前章までの研究において、著者は全ての付着応力状態を付着応力-滑り基本関係から出発して説明することを試みた。そして典型的な応力状態として半無限体型、引拔型、両引型に分類し、それぞれの応力状態を単一の τ - S 関係から誘導することに成功した。また、半無限体からひびわれによって両引型の連続した形に移る長いRCプリズムの応力状態も同じ τ - S 曲線を用いて説明できた。

一方、鉄筋とコンクリートの付着試験法としても上述の3つの基本型付着状態のそれぞれの下で試験する方法があり、それらの特性についても論じた。即ち、長い太いRC柱体の引張試験法、引拔試験法、短い太いRC柱体の引張試験法（両引試験法）の3つである。このうち半無限体型付着状態を具現する長い太い引張試験法は最も本質的な試験であるが、実験装置、測定法などの点で標準的な方法としては難点があった。また、鉄筋のひびわれ分散性能の評価と云う目的のためには、上記の3方法は間接的であり、長い細いRC柱体の引張試験が直接的で有効であることを示した。従って標準的な付着試験法としては第5章で述べた引拔試験法、第6章で述べた両引試験法、第7章で述べた長い細い柱体引張試験法（以下 Long Prism法と云う）があり、それらの特性、標準試験法としての適性、試験法としての必要条件、結果の評価法などについてはそれぞれの章で詳述した。

これらの試験で現れる応力状態は全て同一の付着理論で説明出来たわけであるから、例えば同一の鉄筋と同一のコンクリートで、これらの試験を行えば、その試験結果には必ず相関関係があるはずである。また、異種の鉄筋間の付着の優劣を判定するために各々の鉄筋についてこれら試験法を行えば、或る試験法による鉄筋間の優劣と他の試験法による鉄筋間の優劣には必ず予測される傾向があるはずである。例えばA鉄筋とB鉄筋を比較する場合、両者の τ - S 基本関係間に極端な差がない限りX試験法でAの方が優位なら、試験法の性質によって程度の強弱はあっても、Y試験法の結果もAの方が優位になるはずである。

最近、コンクリートに軽量骨材を用いた軽量コンクリートを実用することが益々増加し

つつあるが、普通コンクリートであっても軽量コンクリートであっても、付着の基本的な機構は共通のはずである。同一の圧縮強度の場合には普通と軽量で同じ大きさの付着応力を許してよいかどうかと云う問題も、研究者に課された課題の1つである。この課題の解決の資料として、種々の鉄筋についての種々の付着試験を普通コンクリートと軽量コンクリートを対比させて行うことが有効である。

このような目的で著者は市販の4種類の鉄筋についての付着試験を普通コンクリートと人工軽量骨材による軽量コンクリートを用いて上記の3試験法によって行い、その結果を比較検討した。本実験の結果はすでに述べた著者の付着理論の総合的な確認実験と云うことが出来る。

8.2 実験計画

8.2.1 供試材料

(1) 鉄筋

供試鉄筋は市販のSD35またはSD40の異形鉄筋のうち、Deformationの代表的なもの3種とSR30であり、鉄筋径は19mmのものを用いた。供試鉄筋の機械的性質を8.1表に、異形鉄筋のふしの形状スケッチを8.1図に示す。

8.1表 鉄筋の機械的性質

鋼種	記号	Deformation	降伏点 kg/mm ²	引張強さ kg/mm ²	伸び%
SD40	D	波型斜ふし	44.2	66.1	—
SD35	R	横ふし	42.0	62.4	—
SD35	S	交叉型斜ふし	37.5	57.6	28
SR30	P	—	31.2	46.1	—

(2) コンクリート

普通コンクリートと人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの比較が1つの目的であるから、その比較目的に最も適合する品質のコンクリートを得ることが大切である。2.3.2で述べたようにコンクリート中の骨材量が付着強度を左右する要因であるから、骨材量が普通コンクリートと軽量コンクリートで差異があれば比較の目的に合わない。同一強度、同一スランプのコンクリートを作ると必ず軽量コンクリートの骨材容積率が普通コンクリ

ートのそれより小さくなるから望ましくなく、同一強度、同一骨材容積率のコンクリートを作るのを基準とする。従ってペーストの濃度を調整することによって強度を一定にする。この場合は当然スランプ値は一定にならない。

セメントは字部普通セメント、川砂は野州川産最大粒径 2.5 mm、川砂利は野州川産最大粒径 18 mm のものを用いた。人工軽量骨材は細粗骨材とも大阪セメント製造粒型膨張頁岩（ライオナイト）でその性質を 8.2 表に示す。

8.2 表 人工軽量骨材の性質（ライオナイト）

	最大粒径 mm	吸水率 mm	比重
細骨材	2.5	4.17	2.02
粗骨材	20	3.00	1.41

骨材の粒度分布は普通骨材と軽量骨材で一致するように調整したものを用いた。8.2 図に各骨材の粒度分布曲線を示す。

試験練りによって配合を決定した結果を 8.3 表に示し、付着試験時材令 6 週におけるコントロールシリンダー $\phi 10 \times 20$ によって求めた品質を 8.4 表に示してある。8.4 表中の弾性係数の値は 8.3 図に示した $s-s$ 曲線の圧縮強さの $1/3$ 点のセカントモジュラスである。

8.3 表 コンクリートの配合

種別	記号	w/c %	単位重量 kg/m ³				S/A %	スランプ cm
			水	セメント	砂	砂利		
普通コンクリート	N	52	171	323	847	1031	46	5.0
軽量コンクリート	L	47	161	342	624	543	46	0.5

8.4 表 コンクリートの品質

種別	圧縮強度 kg/cm ²	引張強度 kg/cm ²	弾性係数 kg/cm ²	比重
N	368	29.4	2.67×10^5	2.37
L	363	35.5	2.14×10^5	1.67

8.2.2 供試体及び試験法

採用した3種の試験法およびその供試体についての一般的な説明はそれぞれの章で詳述したので、ここでは実施した実験における供試体の形状寸法を8.4図に示すのみとする。

コンクリートのワーカビリティが普通コンクリートと軽量コンクリートで異なるので、締め固めは棒バイブレーターで充分行う。横打ちの供試体（両引供試体とLong Prism 供試体）は鉄筋レベルで打止め、30分後に上層を打設した。養生は21℃水中養生して、材令6週で表面湿潤状態のまま載荷した。

鉄筋4種類、コンクリート2種類、試験法3種類で24種類の供試体があり、同種類の供試体は両引供試体では3個、Long Prism 供試体で2個ずつ試験した。以上の実験内容を一覧表にしたのが8.5表である。

8.5表 実験計画表

試験法	鉄筋	コンクリート	供試体数
引 抜 試 験	D	N	3
		L	3
	R	N	3
		L	3
	S	N	3
		L	3
	P	N	3
		L	3
両 引 試 験	D	N	3
		L	3
	R	N	3
		L	3
	S	N	3
		L	3
	P	N	3
		L	3
Long Prism 試 験	D	N	2
		L	2
	R	N	2
		L	2
	S	N	2
		L	2
	P	N	2
		L	2

8.3 実験結果

8.3.1 引抜試験の結果

引抜試験のデータから鉄筋の付着性能を評価する方法として5.6.2で次の様に提案している。

i) 載荷端滑り0.1mmの時の平均付着応力を求める。(相対滑りが小さい範囲での付着性能の代表値)

ii) 自由端滑り0.2mmの時の平均付着応力を求める(相対滑りが大きい範囲での付着性能の代表値)

iii) 最大平均付着応力を求める。

8.6表 引 抜 試 験 結 果

鉄 筋	コン クリ ート	平 均 付 着 応 力 kg/cm ²		
		載荷端滑り 0.1 mm時	自由端滑り 0.2 mm時	最 大 値
D	N	68.8 } 61.7 } 63.9 }	108.3 } 106.7 } 96.7 }	120.0 } 127.2 } 120.9 }
		64.8 (1.00)* (1.00)**	103.9 (1.00)* (1.00)**	122.7 (1.00) (1.00)**
	L	63.3 } 56.7 } 62.2 }	103.3 } 94.4 } 116.1 }	114.4 } 115.0 } 125.6 }
R	N	68.8 } 68.8 } 61.7 }	114.4 } 126.6 } 124.4 }	> 130.6***
		66.4 (1.03) (1.00)	121.9 (1.17) (1.00)	
	L	71.7 } 68.8 } 67.8 }	125.0 } 134.4 } 132.2 }	> 130.6***
S	N	70.0 } 62.2 } 62.8 }	110.0 } 102.8 } 111.1 }	> 118.0***
		65.0 (1.00) (1.00)	108.0 (1.04) (1.00)	
	L	65.6 } 64.4 } 63.9 }	112.8 } 116.7 } 124.4 }	> 118.0***
P	N	40.0 } 44.4 } 39.4 }	42.2 } 46.7 } 43.3 }	42.2 } 47.2 } 43.3 }
		41.3 (0.64) (1.00)	44.1 (0.42) (1.00)	44.2 (0.36) (1.00)
	L	38.9 } 35.6 } 35.6 }	47.2 } 42.8 } 41.1 }	47.2 } 42.8 } 41.1 }
		36.7 (0.60) (0.89)	43.7 (0.42) (0.99)	43.7 (0.37) (0.99)

* この位置の()内の値は鉄筋のみが変化した場合のDに対する比を示す。

** この位置の()内の値はコンクリートのみが変化した場合のNに対する比を示す。

*** 鉄筋の降伏が先行して最大値が求められなかった。

この評価方法に従って実験結果の $P-S_L$ または $P-S_o$ 曲線からそれぞれの時点での平均付着応力を求めたのが 8.6 表である。8.6 表の結果を鉄筋別の比較が容易なように図示したのが 8.5 図である。

8.6 表と 8.5 図より次の様な結果をよみとることが出来る。

- i) 滑りの小さい範囲では丸鋼も含めて各鉄筋間の付着性能の差は少いが、滑りが大きい範囲では優劣の差が比較的明確になる。
- ii) 滑りの小さい範囲での鉄筋の付着性能順位と滑り大きい範囲での順位が逆転することはない。
- iii) 異形鉄筋相互間の付着性能の差は実用上問題となる程度の差とは考えられない。
- iv) 普通コンクリートと軽量コンクリートとでは付着強度の差異は全くないと考えてよい。

8.3.2 両引試験の結果

両引試験においては、コンクリート両端面からの鉄筋の抜け出し量 S_L を各荷重階で測定すると同時に、鉄筋の埋込み部分 $2L$ における伸び ΔL_s を 6.16 図に示した装置で測定した。 S_L と ΔL_s の間には次に示すようにコンクリートの伸びだけの差がある。

$$S_L = \int_0^L \frac{P_{sx}}{E_s A_s} dx - \int_0^L \frac{P_{cx}}{E_c A_c} dx \quad \dots\dots (8.1)$$

$$\Delta L_s = \int_0^L \frac{P_{sx}}{E_s A_s} dx \quad \dots\dots (8.2)$$

第 6 章においては荷重 P と S_L の関係についてのみ述べているように見えるが、(8.1) 式の第 2 項のコンクリートのひずみの項を無視して論じているので、 S_L と ΔL_s の区別をつけずに論じたことになる。コンクリートの弾性係数が小さくなるほど S_L と ΔL_s の差が大きくなるし、コンクリートの弾性係数に差がある場合の比較には、コンクリートの伸びの影響を無視しては合理性を欠くことが考えられる。

そこで 8.6 図のように実験結果より荷重 $P-S_L$ 曲線と $P-\Delta L_s$ 曲線を描き、この 2 曲線と裸鉄筋の荷重-伸び曲線との相対的關係から付着効果を評価する。いま同じ横座標を与える各曲線の縦座標を 8.6 図のようにそれぞれ P_2 、 P_1 、 P_o とすると、

$$\Delta P_1 = P_1 - P_o \quad \dots\dots (8.3)$$

と定義される ΔP_1 は、鉄筋の最大引張力 P_{max} と埋込み部における平均引張力の差を表わすから、第 6 章で論じたように最適ではないが鉄筋の付着性能の尺度の一つと考えられる。また

$$\Delta P_2 = P_2 - P_0 \quad \dots\dots (8.4)$$

と定義される ΔP_2 は、もし同じ間隔でひびわれが生じたとした条件下での、ひびわれ開口幅を減少させる程度を示す尺度となる。同種のコンクリート間では ΔP_2 も付着性能のみで決まる量で、 ΔP_1 と区別して取扱う必要がないが、コンクリートの弾性係数が変化する場合は ΔP_1 と ΔP_2 では意味が異なる。すなわち

付着性能増大 $\rightarrow \Delta P_1$ 増大, ΔP_2 増大

E_c 増大 $\rightarrow \Delta P_1$ 増大, ΔP_2 減少

となり、 E_c が ΔP_1 と ΔP_2 に及ぼす影響は同一方向でない。

実験結果より 8.6 図のように実験曲線を描き S_L または ΔL_s が 0.05 mm, 0.10 mm, および 0.15 mm のときの ΔP_1 , ΔP_2 を示したのが 8.7 表である。8.7 図, 8.8 図はそれぞれ ΔP_2 および ΔP_1 の鉄筋間の比較、コンクリート間の比較が容易に判るように 8.7 表の結果を図示したものである。8.7 表、および 8.7 図, 8.8 図より次の結果を得る。

i) 鉄筋の付着性能を示す尺度である ΔP_1 について比較すると、各鉄筋間の相対的な優劣は引抜試験結果と殆んど等しくなる。これは理論的にも予想される結果であって、引抜試験と両引試験の間の相関性を証明している。

ii) 軽量コンクリートと普通コンクリートの ΔP_1 を比較すると、他の条件が一定なら両者は全く等しくなる。

iii) 付着性能に加えて、コンクリートの弾性係数に関係する量である ΔP_2 について比較すると、同種のコンクリートの下での鉄筋間の優劣は ΔP_1 の場合と、または引抜試験の場合と全く同じ傾向を示し、妥当な結果である。

iv) 軽量コンクリートと普通コンクリートの ΔP_2 を比較すると、弾性係数の影響を反映して軽量コンクリートの方が大きくなる。しかしこの差は、理論計算を具体的に行っていないが、予想されるより大き過ぎる。

v) S_L または ΔL_s の基準量が 0.05 mm から 0.15 mm まで変化しても上記の性質は変らない。

vi) 8.7 表の実験データのばらつきと、8.6 表の引抜試験の実験データを比較すると、両引試験結果のばらつきの方が極めて大きいことが判る。

8.7表 両 引 試 験 結 果

鉄 筋	コン リート	$S_L=0.05\text{mm}$		$\Delta L=0.05\text{mm}$		$S_L=0.10\text{mm}$		$\Delta L=0.10\text{mm}$		$S_L=0.15\text{mm}$		$\Delta L=0.15\text{mm}$	
		$P_2(t)$	$\Delta P_2(t)$	$P_1(t)$	$\Delta P_1(t)$	P_2	ΔP_2	P_1	ΔP_1	P_2	ΔP_2	P_1	ΔP_1
D	N	1	4.0 4.2 3.8	(1.00)*	4.1 (1.00)	6.3 6.7 6.0	(1.00)	6.8 (1.00)	8.4 9.0 8.0	(1.00)	8.8 (1.00)	8.8 (1.00)	
		2	4.5 4.2	2.10 (1.00)**	4.7 (1.00)	2.20 6.5 7.0	2.40 (1.00)	6.8 (1.00)	2.53 9.1 9.0	2.55 (1.00)	9.0 (1.00)	2.63 (1.00)	
		3	3.9		3.8	5.9		6.0	7.8		8.1	(1.00)	
	L	1	4.5	(1.00)*	3.9 (1.00)	7.3 (1.00)	6.3 (1.00)	9.8 (1.00)	8.3 (1.00)				
		2	4.7 4.2	2.50 (1.19)**	4.0 (0.96)	7.6 6.7 7.6	3.30 (1.38)	6.5 (0.99)	2.50 (0.99)	9.9 9.0 10.3	3.75 (1.47)	8.6 (0.98)	2.57 (0.98)
		3	4.6		4.4	7.6		6.7					
R	N	1	4.5 4.2	(1.10)*	4.3 (1.14)	7.8 7.0 7.1	(1.35)	6.7 (1.16)	10.8 9.9 9.8	(1.54)	9.0 (1.21)	9.0 (1.21)	
		2	4.1 4.2	2.32 (1.00)**	4.7 (1.00)	7.1 7.2 6.9	3.23 (1.00)	7.0 (1.00)	2.93 (1.00)	9.8 9.2 10.0	3.92 (1.00)	9.3 (1.00)	3.17 (1.00)
		3	4.5		4.5	7.4		7.1					
	L	1	—	(1.04)*	— (1.02)	— (1.14)	— (1.12)	— (1.12)	— (1.19)	— (1.19)	— (1.15)	— (1.15)	
		2	4.6 4.8	2.60 (1.12)**	4.3 (0.86)	7.7 8.3 7.8	3.76 (1.16)	7.0 (0.96)	2.80 (0.96)	10.5 11.1 —	4.47 (1.14)	9.1 (0.93)	2.95 (0.93)
		3	4.6 4.4		4.0	7.3 7.3		6.6		9.8		8.8	
S	N	1	4.3 4.1	(0.94)*	4.0 (0.83)	7.0 6.8 6.0	(1.02)	6.0 (0.78)	9.3 9.1 8.2	(1.03)	7.5 (0.65)	7.5 (0.65)	
		2	3.8 3.8	1.98 (1.00)**	3.6 (1.00)	5.8 6.8 6.3	2.45 (1.00)	5.8 (1.00)	1.97 (1.00)	8.2 7.7 9.0	2.63 (1.00)	7.7 (1.00)	1.70 (1.00)
		3	4.1 3.8		3.9	6.3		6.1		8.5		7.9	
	L	1	4.2 3.9	(0.98)*	4.0 (0.94)	7.4 6.4 7.5	(1.02)	6.3 (0.96)	9.9 8.8 10.1	(0.93)	8.2 (0.95)	8.2 (0.95)	
		2	4.4 5.4	2.44 (1.23)**	3.9 (1.08)	7.5 8.6 6.9	3.36 (1.37)	6.4 (1.22)	2.40 (1.22)	— 9.1 —	3.48 (1.32)	8.6 (1.43)	2.43 (1.43)
		3	4.3 —		4.0	—		6.5		—		8.5	
P	N	1	3.0 3.2	(0.53)*	3.2 (0.51)	4.9 5.2 4.8	(0.44)	5.1 (0.38)	6.6 7.2 6.7	(0.36)	7.0 (0.32)	7.0 (0.32)	
		2	2.9 3.0	1.12 (1.00)**	3.2 (1.00)	5.2 4.9 5.4	1.07 (1.00)	4.8 (1.00)	0.97 (1.00)	6.7 7.1 6.6	0.92 (1.00)	6.7 (1.00)	0.83 (1.00)
		3	3.1 3.3		3.2	5.4		5.0		7.3		6.8	
	L	1	3.1 3.3	(0.45)*	3.2 (0.56)	5.0 5.5 5.1	(0.34)	5.2 (0.45)	6.8 7.5 7.0	(0.28)	7.2 (0.46)	7.2 (0.46)	
		2	3.1 3.1	1.13 (1.01)**	3.3 (1.03)	5.1 4.4 5.7	1.13 (1.06)	5.2 (1.16)	1.13 (1.16)	7.2 6.1 7.7	1.05 (1.14)	7.3 (1.14)	1.17 (1.41)
		3	2.7 3.5		3.0			5.0				7.0	

* 鉄筋のみ変化した場合の比率

** コンクリートのみ変化した場合の比率

8.3.3 Long Prism 試験の結果

第7章で述べたように、鉄筋の付着性質を効果面から見た場合の一つの性能評価の尺度であるひびわれ分散性は、Long Prismを引張試験した場合のひびわれの数、またはひびわれ間隔で直接的に表現することが出来る。したがって、荷重増大に伴ってひびわれが発達して行く状態を肉眼で追って、適当な間隔の荷重階における平均ひびわれ間隔を求めるのが本試験法の唯一の測定事項である。平均ひびわれ間隔を算出するためには、ひびわれの数の合計が必要である。1ヶ所のひびわれがプリズムの4測面の全部を横切って発生するとは限らず、むしろ発生の初期には8.9図のようにある側面の途中にひびわれの先端があるのが普通である。このような場合には側面の全幅に対するひびわれの側面幅方向成分が占める割合だけのひびわれ数が発生したとする。例えば8.9図のa側面におけるひびわれ本数は2.2である。4側面におけるひびわれ本数の合計を求めれば、平均ひびわれ間隔は(7.62)式で与えられる。同種の供試体2ヶについての平均値としてひびわれ間隔を求め、荷重との関係を示したのが8.10図である。

一方、7.2.2で理論的に求めた7.5図に示した荷重と平均ひびわれ間隔の関係のうち本実験時の条件に適応する $\sigma_{tb} \cdot A_c = 3.24 \times (9.5 \times 9.5 - 2.84) = 2.8 \text{ t}$ に対する曲線を8.10図に理論曲線として示してある。理論曲線と実験結果とは定量的な一致を満足するとは云い難いが、ひびわれ間隔が荷重増大に伴って漸減して行く現象を良く表現出来ていると云える。理論上の単純化された仮定と実際の付着機構との種々の相異要素の存在を考えに入れば、この程度の量的相異は当然と云えよう。

ひびわれ分散性能の尺度として1m当りに生じるひびわれ切片数(ひびわれ本数+1)を採れば、性能が高いほど、大きい数値となる尺度となって好都合である。8.11図は $P = 8 \text{ t}$ における各鉄筋のひびわれ切片数を示したものである。ひびわれ現象のランダムであることを考慮すると、8.10図または8.11図の結果からひびわれ間隔または本数に対するコンクリートの種類の相異の影響は考えなくてよいと思われるから、8.11図で、軽量コンクリートと普通コンクリートとに対する実験値を各鉄筋ごとに平均した値をとると、異形鉄筋間の優劣は殆んどなくなり、各鉄筋は同等と云うことが判る。

8.10図および8.11図に示された結果をまとめると次の通りである。

- i) ひびわれは荷重の増大に伴って次第に発達する。したがって荷重レベルを指定しなければ一概に平均ひびわれ間隔を与えられない。
- ii) 第7章で述べた著者付着理論を応用したひびわれ理論によって、ひびわれ現象をよく

表現することが出来、実験結果と比較的良好な一致を示す。

iii) 異形鉄筋相互の間にはひびわれ分散性能に優劣がないと考えてよい。また異形鉄筋と丸鋼の間にも、引抜試験および両引試験において見られるような差はなくなる。従ってひびわれ分散性能は鉄筋の付着性能に比較的鈍感にしか影響されないことが判る。これはひびわれ現象が相対滑りの少ない範囲での付着能力しか反映しないためで、付着理論の示す結論と一致する。

iv) 普通コンクリートと軽量コンクリートでは圧縮強度が等しい限り、ひびわれ現象に関しては同等と扱ってよい。

8.4 3種類の付着試験法の相互関係

前節で同じコンクリートと同じ鉄筋を用いた引抜試験、両引試験、およびLong Prism試験の3通りの試験法による実験結果が得られたのであるから、これらを比較すると試験法の示す特性の直接比較を行うことが出来る。この比較を行うためには、各試験で得られた結果を鉄筋間の相対的な比率に改めて、その比率が試験法によってどのように変化するかを調べるとよい。各試験法で普通コンクリートと軽量コンクリートの間の差がないと考えてよい結果で出ているので、ここでは普通と軽量の平均値で比較することにする。

各試験結果を鉄筋Dに対する相対比で表わし、これらを一括して示したのが8.12図である。8.12図より次のような結論が得られる。

- i) 各試験法間に密接な相関性がある。
- ii) 総体的に見て、鉄筋間の優劣の順位は劣性のものから順に、P, S, D, R となる。但し異形鉄筋間の優劣は、試験法の測定値の精度から判断して、優劣なく全く同等と考えることが出来る。
- iii) 優劣が最も顕著に現れるのは引抜試験法で滑りの大きい時 ($S_0 = 0.2 \text{ mm}$ の時) か両引試験時であり、滑りの少ない時 (載荷端滑り 0.1 mm の時) は優劣はより鈍感に、Long Prism 試験では更に鈍感にしか優劣が現れない。
- iv) 各試験法間には相関関係があるから、全ての試験法を行う必要がなく、どれか一種類の試験を代表的に行えば、他の方法による結果は容易に推定し得る。
- v) 代表的な試験法としては優劣の分解能のよい試験法が望ましい。また実験結果のばらつきの少ない方法が望ましい。この観点から引抜試験法を代表的な試験法とするのが合目的である。

vi) ひびわれ分散性能は、滑りの少い範囲での引抜試験結果と密接な関係を持つが、直接的な試験法としてLong Prism法で評価するのがよい。

8.5 本章の総括

典型的な付着応力状態を具現する引抜試験と両引試験、ひびわれ性状を直接的に評価できるLong Prism法の3種類の付着試験を、同一鉄筋、同一コンクリートを用いて行い、試験法間の相互関係を調べた。これらの試験法における付着応力状態は前章までの付着理論によって統一的に解明されている。理論的には必ず相関関係があり、その相関関係を特徴づける要因も説明済のものであるが、それが実験的にも証明されるかどうかを確認するための実験的研究である。

各試験を4種類の鉄筋について行い、鉄筋間の相対的な付着性能比が試験法によってどのように変化するかを調べた。さらに、コンクリートは同一強度を持った普通コンクリートと軽量コンクリートの2種類を用い、両者の直接比較を付加的に行った。結果を要約すると次の通りである。

i) 実験結果は付着理論で予想される通りの特性を示す。従って各試験法で行った鉄筋間の付着性能の相対的な比率の間には密接な相関関係がある。

ii) 相対滑りの小さい範囲での付着性能を評価するには載荷端滑り0.1mm時の引抜試験結果またはLong Prism試験結果を用いるとよい。

iii) 相対滑りの大きい範囲での付着性能を評価するためには引抜試験以外に適当な方法がなく、自由端滑り0.2mm時の平均付着応力で評価するのが適当である。

iv) τ - S 基本関係の一般的な特性として、相対滑りが大きい範囲でないと付着性能の鉄筋間格差は現れず、滑りが小さい範囲では異形鉄筋でも丸鋼でも余り差が生じない。これを反映して、滑りの小さいときの引抜試験結果およびLong Prism試験結果では鉄筋間の付着性能の優劣が鈍感にしか現れない。

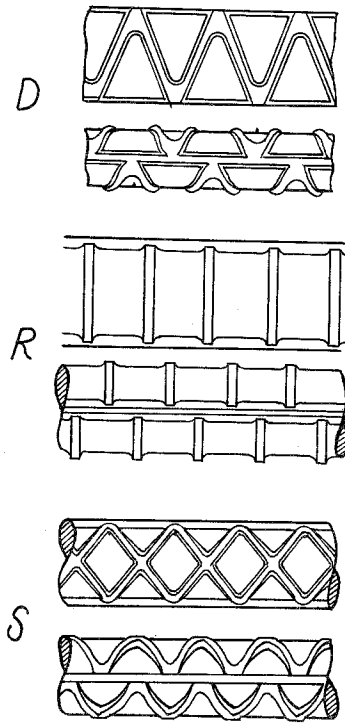
v) 両引試験結果も、理論的には相対滑りの小さい範囲での付着性状を表現することになるが、実際には横ひずみの影響を受けて、丸鋼の相対的劣性が強調される。

vi) 両引試験のデータは他の試験データに比較してばらつきが大きい。これは他の試験法より高度の実験技術を要求されることを意味する。

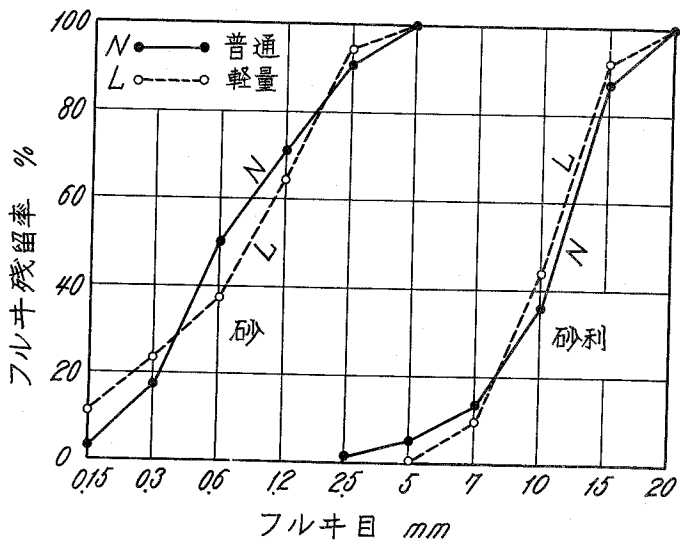
vii) 同一圧縮強度であれば、普通コンクリートと軽量コンクリートとでは付着強度に差がないと考えてよい。但し、これはコンクリートに割裂きひびわれなどの生じない場合の結

論である。

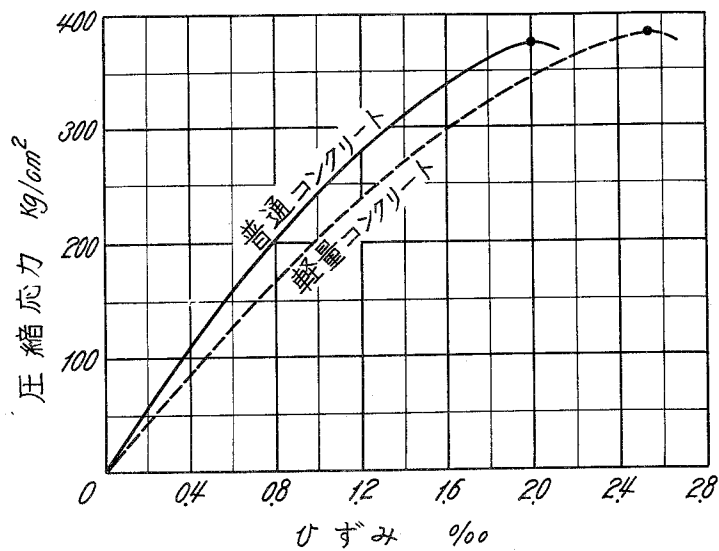
viii) 鉄筋の付着性能の相対的な優劣を評価するための標準的な付着試験法としては、総合的に見て引抜試験法が最も適している。



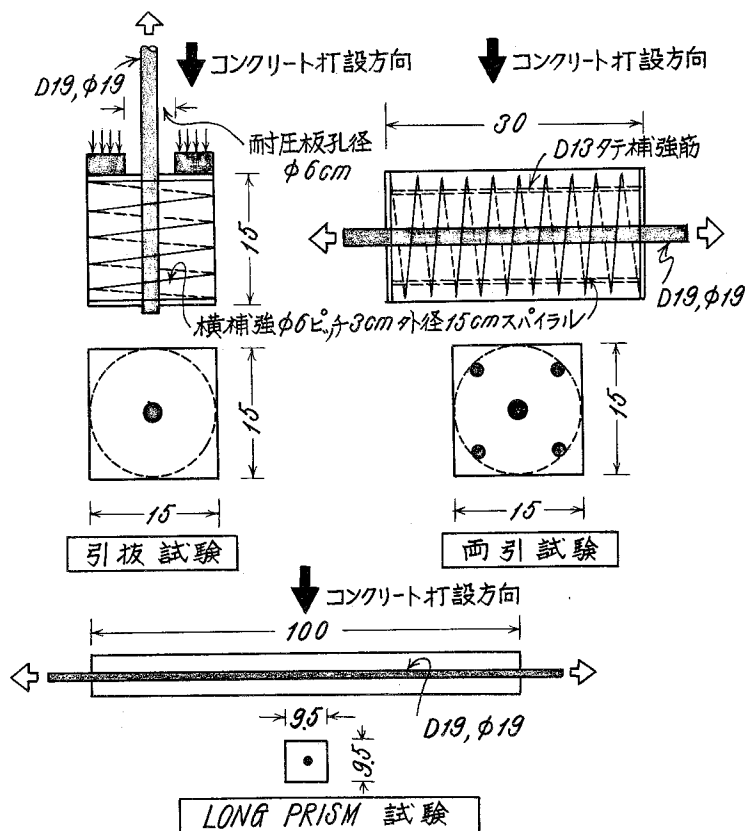
8.1 図 供試異形鉄筋の形状



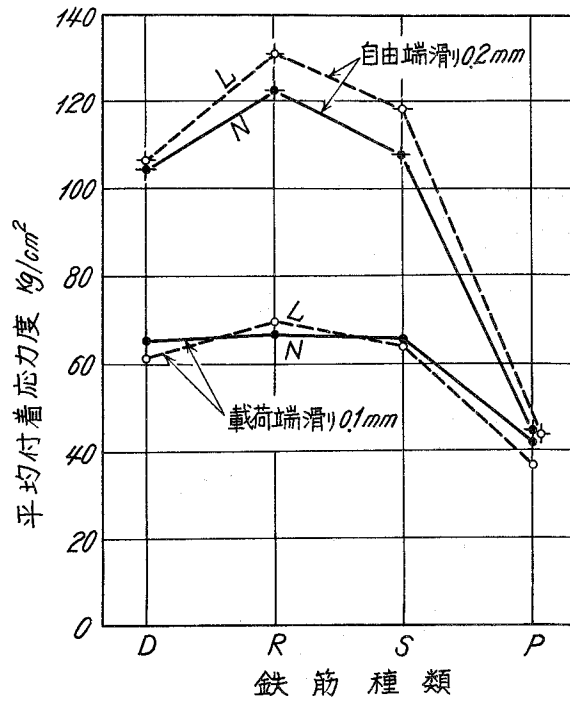
8.2 図 骨材の粒度分布図



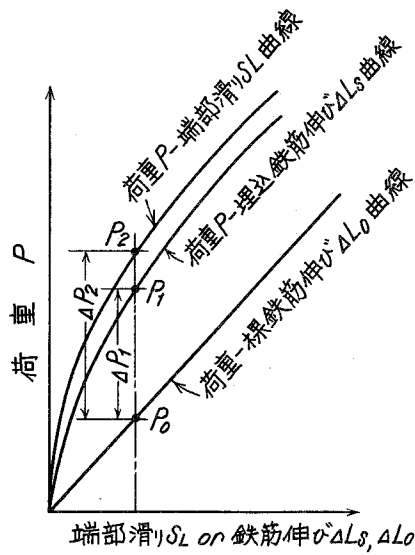
8・3図 コンクリートの応力-ひずみ曲線



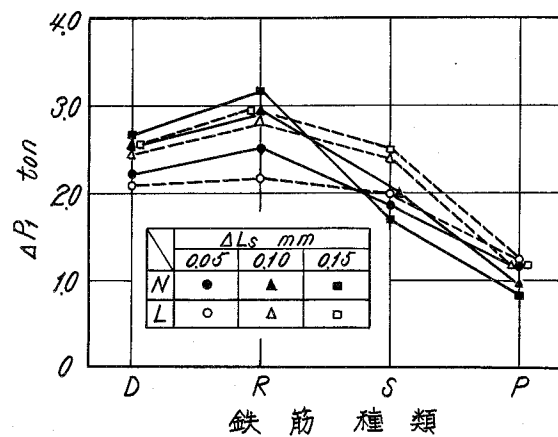
8・4図 3種類の付着試験供試体



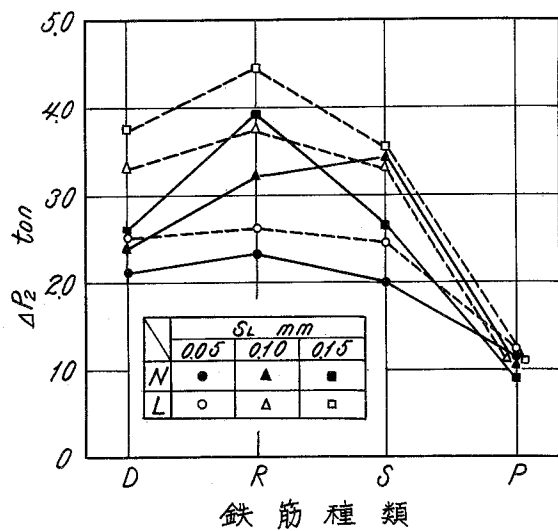
8・5図 引抜試験の結果



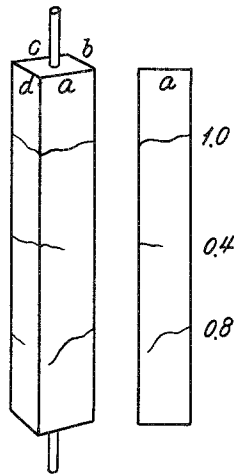
8・6図 両引試験におけるコンクリート伸びの影響



8・7 図 両引試験の結果 (1)

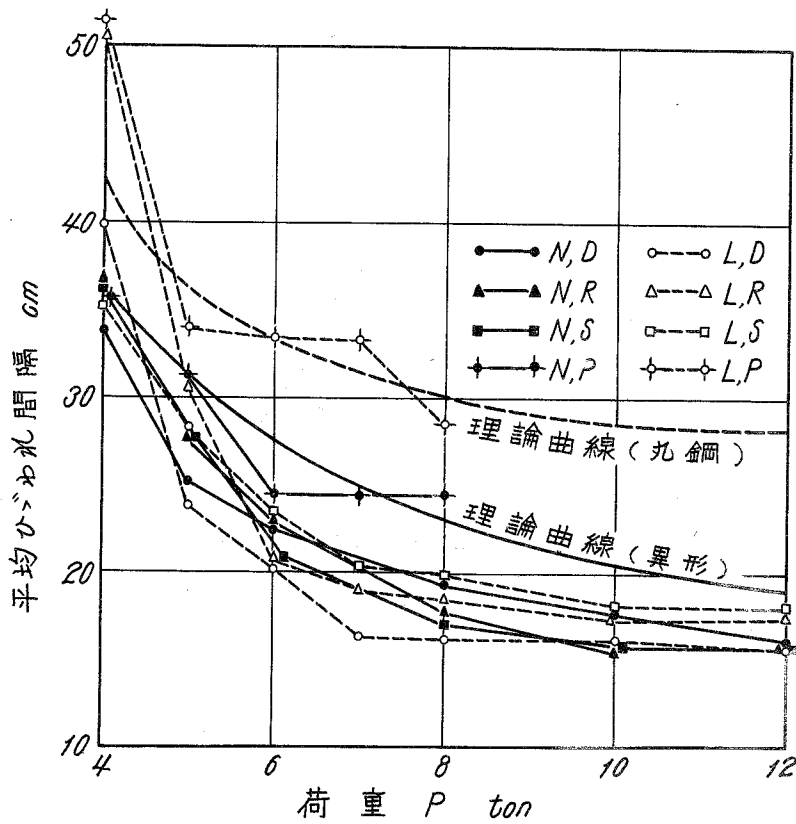


8・8 図 両引試験の結果 (2)

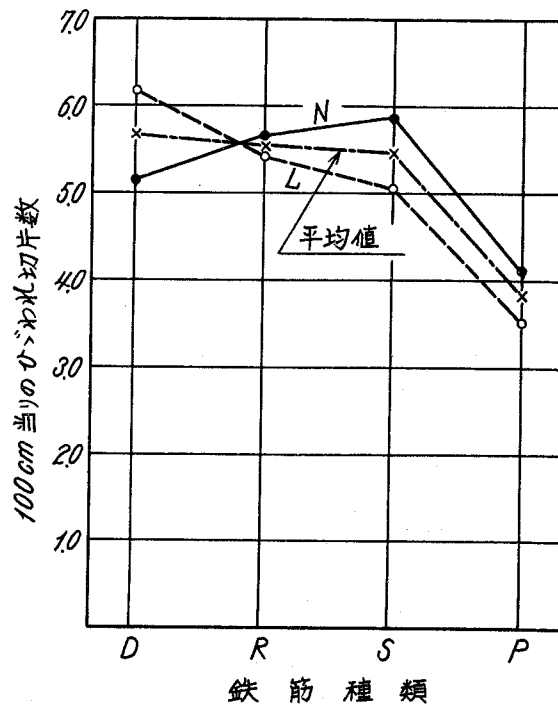


Q側面のひびわれ本数=22

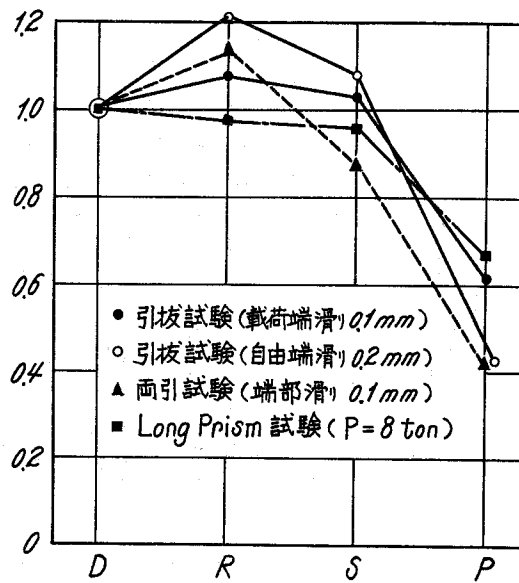
8.9 図 ひびわれ発展の評価法



8.10 図 Long Prism試験の結果



8・11 図 ひびわれ分散性能の比較



8・12 図 各試験法の結果の相互関係

第9章 付着とひびわれに起因する鉄筋コンクリート梁の変形特性

9.1 概 説

鉄筋コンクリート梁のモーメント-曲率関係は一般に9.1図のように3つの段階に分けて考えるとその特性が明確になるとされている。第1段階はコンクリートにひびわれが生じないで全断面有効な段階である。第2段階はコンクリートに曲げひびわれが発生して以後、鉄筋が降伏する以前の状態で、鉄筋コンクリートの常用設計式が想定している応力状態はこの段階に属する。第3段階は鉄筋が降伏して以後の塑性変形の段階である。

常時荷重下の撓みの問題、ひびわれ制御の問題は第1段階と第2段階に関係する問題であって、この状態を対象とする限り第2段階の終り近くから第3段階にいたる塑性変形特性は関係しない。構造物のリミットアナリシスや終局強度設計に必要なのは第2段階、第3段階の性質である。

常用設計式では第2段階の応力状態を対象とし、しかもコンクリートは圧縮に対して弾性、引張に対しては抵抗しないと仮定するから、そのモーメント-曲率関係は9.1図のように原点を通る直線となる。第2段階の $M-\phi$ 関係と常用設計式の与える $M-\phi$ 関係の差はコンクリートは引張に対して無効であるとしたことと、圧縮部のコンクリートを弾性としたことによる。特に常時荷重程度を対称と段階ではコンクリートを弾性と仮定することによる相違は無視出来る程度であるから、この差異の根本原因はひびわれ間における付着によるコンクリート引張分担を無視したことである。この差異は鉄筋量が少ないほど顕著である。第7章ではひびわれが多数横切った状態でのRCプリズムの変形特性を論じたが、梁の引張部の応力状態はこのRCプリズムのそれと極めて類似している。この点に着目しRCプリズムで得た結果を梁に適用することによって、梁のモーメント-曲率関係または梁剛性の変化を実用的に合理的に表現するのが本章の第一の目的である。

高強度異形鉄筋の実用化が進むにつれて、ひびわれ幅の制限と云う問題がクローズアップされて来た。鉄筋の高強度化によって破壊安全率と云う観点からは高い応力を許せても、鉄筋の腐蝕保護と云う観点からひびわれ幅を制限するため、結果的には鉄筋応力の利用率が悪くなると云う事態が生じることになる。このような配慮の適正化には、まず鉄筋コン

クリート梁のひびわれ性状を大局的に表現出来ることが要求される。ひびわれは極めてランダムな現象であるから、純理論的に全てを取扱うことはかえって不適当で、従来から多くの実用経験式が提案されている。著者もRCプリズムの実験からひびわれ性状について一つのルールを求めたが、これを梁に適用し、既往の多くの実験結果と比較検討する。その結果からひびわれ幅の制限によって決まる鉄筋の許容応力およびそれに影響を与える要因について考察を加えるのが本章の第2の目的である。

9.2 ひびわれを生じた梁の応力状態

9.2図はひびわれを生じた梁の応力状態の概要を示したものである。ひびわれ位置では常用設計法の仮定に近く、鉄筋が引張力の全部を分担すると考えられるから、鉄筋応力は最大値 $\sigma_{s\max}$ を示す。 $\sigma_{s\max}$ は常用設計式で求めた鉄筋応力とほとんど一致する。ひびわれとひびわれの間では、丁度両引型付着応力状態と同じと考えられるから、付着応力によって鉄筋引張力の一部はコンクリートへと移向し、ひびわれ間中央で鉄筋応力は最小値 $\sigma_{s\min}$ となる。この作用によって中立軸の高さもひびわれ先端で最小、ひびわれ間中央で最大となり、圧縮縁応力はひびわれ断面で最大値 $\sigma_{c\max}$ 、ひびわれ間中央で最小値 $\sigma_{c\min}$ を示す。ひびわれを発生した梁の曲げ応力状態が9.2図のようになることは衆知のところで、Saliger¹⁾、Johnson²⁾、Murashev³⁾、坂⁴⁾等が独自の説明を行っている。

9.2図のような応力状態であることには異論がないが、更に進んでこの現象を量的に表現して鉄筋コンクリート梁のモーメント-曲率関係を定量的に求める段階では、研究者によって手法が異なる。この現象を量的に取扱うには次の2点が問題点となる。

- (i) ひびわれ間の付着応力の大きさとその分布を如何に決めるか。
- (ii) 付着を介してコンクリートに移った引張力によって、ひびわれにはさまれたコンクリートセグメントにどのような応力状態が生じるか。

坂⁴⁾は付着によって移向した引張力 P が鉄筋位置に偏心引張力として作用するとし、この力によって9.3図のような平面保持とした曲げ応力が付加されるとしている。すなわち付加上下縁応力 σ_o 、 σ_u は

$$\sigma_o, \sigma_u = \frac{P}{A_c} \pm \frac{P \cdot e}{Z_c} \quad \dots\dots (9.1)$$

で与えられるとしている。 A_c 、 Z_c はコンクリート全断面に対する断面積と断面係数を

表わす。そしてひびわれ間中央で σ_u がコンクリートの曲げ引張強さに丁度達しているとし、付着応力の分布は等分布（または分布形状係数 $k_1=0.5$ ）と仮定して P の大きさを求めている。Johnsonの方法もこの手法を更に簡単化したものである。Murashevは梁の実験結果から逆に同じ曲げ変形を与えるのに等価な引張材の応力-ひずみ曲線を定義して、引張部の応力状態に取組むのを避けている。

著者は(9.1)式で表わされる平面保持変形の仮定を用いるのを避ける。2つの隣接するひびわれにはさまれたセグメントの高さ（梁成）と幅（ひびわれ間隔）の比率は、極端に付着の悪い鉄筋を用いても1:1以下になることは稀で、大抵の場合には1~4程度になる。このような短いプロポーションの部材ではSt. Venantの定理が成立する領域がなく、外力の分布に対応した応力状態となるはずである。Maldagueはひびわれ間で付着応力の分布が三角形に分布すると仮定して、セグメント内の応力分布をFinite Element法を用いて求めたが、その結果から主応力線を描き9.4図の結果を得ている。⁵⁾ このときの高さと幅の比は1.23であるが、決して梁のような応力状態を示さないことを物語っている。Bronsは付着応力の鉄筋に沿う全量を端部に集中力としてかけると言う簡単化を行って、セグメント内の応力分布をAiryの応力関数を用いて弾性学的に解析し、9.5図の結果を得た。⁶⁾ 高さと幅の比が1.0程度になれば、中央では梁のような曲げ応力の分布をするが、この比が大きくなるに従って引張側のコンクリートの応力分布は鉄筋位置の近傍に集中し、圧縮部分と鉄筋近くの間の部分は無応力状態として残ることが判る。9.4図、9.5図などでセグメント内の応力分布の定性的な特性は理解されるが、セグメントの大きさ、付着応力の大きさ、またこれらの荷重増大による変化などを、与えられた条件に対して定量的に理論的に追及することは不可能な問題と云える。

著者は第7章においてRCブリズムの荷重とひずみの関係を k_1, k_2 と云う係数を導入し、ひびわれの荷重増大に伴う発展を追跡して理論的に求めたが、9.5図に見られるようにセグメントの幅が梁成に比して小さくなるほど、引張鉄筋近傍の応力状態はRCブリズムの応力状態に近づくことが予想される。そこで、セグメントの応力状態をそのまま追求する代りに、RCブリズムで求めた応力状態の特性を梁の引張部分にそのまま応用しようとするのが著者のアイデアである。

9.3 RCブリズムの変形特性の梁材への応用

前節で述べたように、梁の引張側の鉄筋とコンクリートの協力作用をRCブリズムに置

換えて近似するとすれば、引張に有効なコンクリート範囲を如何に想定するかと云う問題が生じる。Bromsによれば8.5図に示したようにひびわれ間隔（セグメントの幅）の半分を半径Rとし、ひびわれ中央鉄筋位置を中心として描いた円中に応力が集中すると云う結果を示している。しかし鉄筋からコンクリートへ移向した引張力分布の合力の作用位置は必ず鉄筋レベルに一致すべきである。9.6図のように鉄筋レベルから下のかぶり部分のコンクリート応力の分布と対称に、鉄筋レベルから上側（圧縮側）にも同じ分布形を示すと仮定しても、梁の変形に及ぼす影響は少い。そこで、引張に有効なコンクリート部分は9.6図に示すように鉄筋と重心が一致する範囲であると仮定する。したがって引張有効コンクリート断面積 A_{ct} は矩形断面については

$$A_{ct} = 2b(h-d) \quad \dots\dots (9.2)$$

と表わされる。この仮定はひびわれ制御用の経験式によく用いられる仮定である。⁷⁾⁸⁾このように仮定すれば第7章におけるブリズムのコンクリート断面積と(9.2)式で表わされる A_{ct} が同等とすることによってその結果を梁にそのまま導入することが出来る。

A_{ct} に対する梁の引張鉄筋の比を通常の引張鉄筋比と混同しないように p_e で表わせば

$$p_e = \frac{A_{st}}{A_{ct}} = \frac{A_{st}}{2b(h-d)} = \frac{A_{st}}{bd} \cdot \frac{d}{2(h-d)} = p_t \frac{d}{2(h-d)} \quad \dots\dots (9.3)$$

となる。但し p_t は通常の梁の引張鉄筋比である。(7.9)式より梁の引張合力を T とすれば

$$T = P_{max} = P_{av} + k_1 k_2 \sigma_{tb} A_{ct} \quad \dots\dots (9.4)$$

引張力のすべてを鉄筋で受けもつとした場合の応力に改めると

$$\frac{T}{A_{st}} = \sigma_{s,max} = \sigma_{s,av} + k_1 k_2 \frac{\sigma_{tb}}{p_e} \quad \dots\dots (9.5)$$

ひびわれの幅も含めた鉄筋レベルでの平均ひずみを ϵ_{av} とすると

$$\sigma_{s,av} = E_s \cdot \epsilon_{av} \quad \dots\dots (9.6)$$

$k_1 k_2$ は ϵ_{av} のみの関数として例えば(7.15)式のように

$$k_1 k_2 = \frac{1}{4.5 \times 10^3 \epsilon_{av} + 0.84} + 0.22 \quad \dots\dots (9.7)$$

と与えられるから、 $\sigma_{s,max}$ は(9.5)式において平均ひずみ ϵ_{av} の関数として定義さ

れる。

したがって梁の引張材として鉄筋の代りに(9.5)式でその $s-s$ 曲線が表わされるところのコンクリートに埋まれた鉄筋があると想定すれば、引張部コンクリートの影響を合理的に、しかも実用的な表現としてとり入れることが出来る。

(9.7)式の k_1, k_2 を用い、種々の p_e に対して(9.5)式で表現される引張材の応力-ひずみ曲線を描けば、9.7図を得る。但し(9.5)式において、 $\sigma_{PB} = 25 \text{ kg/cm}^2$ と仮定している。(9.3)式において $d = 0.9h$ と仮定すれば

$$p_e = 4.5 p_t \div 5.0 p_t \quad \dots\dots (9.8)$$

(9.8)式の関係を用いれば9.7図は通常の引張鉄筋比 p_t に対してもそのまま用いることが出来る。9.7図中には(9.8)式の仮定から換算した p_t の値も記入してある。従って鉄筋の $s-s$ 曲線として、鉄筋比に応じて9.7図に示された見かけの $s-s$ 曲線を用いれば、ひびわれ間コンクリートの引張力分担を考慮しない通常の曲げ理論をそのまま利用することが出来る。9.7図によると鉄筋量が多いほど、鉄筋のみの $s-s$ 曲線に近付き、鉄筋比が少ない場合には、コンクリートの影響が極めて大きいことがよく判る。更に第7章における k_1, k_2 についての研究から鉄筋の付着性能にほとんど無関係に9.7図を用いてよいことが証明されている。

Borgesは鉄筋コンクリート梁のモーメント-曲率関係を求めるために、鉄筋の $s-s$ 曲線として引張鉄筋比に応じて9.8図の曲線を用いることを提案している。⁹⁾ 定量的な根拠は全然示していないが、9.7図と9.8図を比較すると、定量的に2倍程度の差があるが、定性的に全く同じ着想を示していることが判って興味深い。9.7図では鉄筋降伏後に対しては表現をしていないが、常識的に見れば9.8図に示されるように、鉄筋降伏以後はコンクリートの影響がないと予想される。著者の両引試験についての研究によれば、6.17図に見られるように異形鉄筋であれば、ひびわれ位置の鉄筋の降伏以後においてもコンクリートとの付着が失われず、鉄筋の降伏範囲の拡がりを阻止するから、9.8図に示された鉄筋ひずみの範囲でも鉄筋のひずみ硬化の影響が現れる場合が考えられる。従ってコンクリートに埋め込まれた鉄筋の見かけの $s-s$ 曲線は9.9図にその形を示すようになると推定されるが量的な提示には未だ資料が不足である。いずれにせよ、ひびわれの発達した状態で引張側コンクリートの影響が9.7図でも9.8図でも同じように評価されるのに注目したい。

9.4 ひびわれによる梁の剛性の低下

9.4.1 コンクリートの応力-ひずみ曲線

圧縮側コンクリートの応力-ひずみ曲線としては、高応力時の非弾性性質を考慮するために種々の経験式が提案されている。^{10) 11) 12)} いずれの提案式を用いても実用上大差がないが、ここでは坂の3次式の表現を用いる。すなわち、応力を σ_c 、ひずみを ϵ_c とすれば

$$\sigma_c = E_0 \epsilon_c + B \epsilon_c^2 + C \epsilon_c^3 \quad \dots\dots (9.9)$$

ここで9.2図に示したように厳密にはコンクリート応力も、ひびわれ位置と関連して軸方向に変動するのであるが、この変動の平均値に対して(9.9)式が適用されると仮定し、いずれの位置のコンクリートもひずみのみの関数として常に(9.9)式が成立つと仮定する。

9.4.2 曲げ剛性の算定式

(1) 初期剛性

コンクリートは全断面有効でしかも弾性係数は E_0 である、断面の重心に対するコンクリートおよび鉄筋の断面2次モーメントを I_c 、 I_s とすれば、初期剛性 K_0 は

$$K_0 = E_0 I_c + E_s I_s \quad \dots\dots (9.10)$$

で与えられる。断面の重心はコンクリート断面のみの重心と変らないとしても、誤差は少いのが普通である。

(2) 初ひびわれ時の剛性

コンクリートは全断面有効であり、圧縮に対しては(9.9)式を、引張に対しては便宜上、9.12図(A点の応力分布)で表わされるストレスブロックを用いる。そして引張縁ひずみが0.013%になったときひびわれが発生するとする。平面保持を仮定し、力の釣合から、ひびわれ時のモーメントと変形が得られる。(計算式省略)

(3) ひびわれ以後の剛性

圧縮側コンクリートに対しては(9.9)式を、引張鉄筋に対しては(9.5)式を用いる。力の釣合から中立軸を求める式は、コンクリートの圧縮縁ひずみを ϵ_{co} とすれば

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\epsilon_{av} + \epsilon_{co}} \left(\frac{E_0 \epsilon_{co}^2}{2} + \frac{B \epsilon_{co}^3}{3} + \frac{C \epsilon_{co}^4}{4} \right) + p_c E_s \{ \epsilon_{co} - d_{cl} (\epsilon_{av} + \epsilon_{co}) \} \\ & = p_t (E_s \epsilon_{av} + k_1 k_2 \frac{\sigma_{tb}}{p_e}) \quad \dots\dots (9.11) \end{aligned}$$

抵抗モーメントの大きさは、中立軸の高さを $n = n_1 d$ とすると中立軸に対するモーメントをとって

$$\begin{aligned} \frac{M}{b d^2} = & \frac{1}{3} E_0 \frac{\epsilon_{av}}{1-n_1} \cdot n_1^3 + \frac{1}{4} B \left(\frac{\epsilon_{av}}{1-n_1} \right)^2 n_1^4 + \frac{1}{5} C \left(\frac{\epsilon_{av}}{1-n_1} \right)^3 n_1^5 \\ & + p_c E_s \frac{(n_1 - d_{c1})^2}{1-n_1} \epsilon_{av} + p_t (E_s \cdot \epsilon_{av} + k_1 k_2 \frac{\sigma_{tb}}{p_e}) (1-n_1) \end{aligned} \quad \dots (9.12)$$

ここで 9.10 図のように $d_c = d_{c1} \cdot d$ は圧縮鉄筋位置の上縁からの距離を示し、 p_c 、 p_t はそれぞれ梁の圧縮鉄筋比、引張鉄筋比を示す。

(9.11) 式で $\epsilon_{av} > 0.01\%$ なる ϵ_{av} を与えれば、 $k_1 k_2$ も ϵ_{av} の関数として (9.7) 式のように与えられるから、 ϵ_{co} に関する 4 次式となり、これを解いて ϵ_{co} が求まる。 ϵ_{av} と ϵ_{co} より中立軸高さ n 、曲げ剛性 K は

$$\frac{n}{d} = n_1 = \frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_{co} + \epsilon_{av}} \quad \dots (9.13)$$

$$K = \frac{M}{\phi} = M \frac{d}{\epsilon_{co} + \epsilon_{av}} \quad \dots (9.14)$$

と求められる。

以上の仮定によって求めたモーメントと剛性の関係を図に示すと、一般に 9.11 図のような関係になる。O 点は初期剛性 K_0 を、A 点は初期ひびわれ時剛性 K_c を与える点であるが、この両時点での剛性の差は小さい。A' 点は $\epsilon_{av} = 0.01\%$ とおいて、埋込み鉄筋の等価 $s-s$ 曲線 (9.15) 式を用いて求めた初ひびわれ点の剛性であって K_c としては A 点が正しい。A 点と A' 点の 9.11 図上での相対的な位置関係は梁断面の形状による。A 点と A' 点を与える応力分布の仮定の相違を示したのが 9.12 図である。スラブのように d/D の小さい断面では A' 点の方が大きい剛性を与え、 d/D が 1 に近づくほど A' 点の与える剛性は小さくなるのが容易に推定される。A 点が優先するから、モーメントと剛性の関係は 9.11 図に例をとれば、O → A → B → C の経過をたどる。従ってここで示した近似解法では、初ひびわれ近くで多少の補正が必要である。

9.4.3 理論と実験結果の比較^{13) 14)}

9.13 図に示す 8 本の梁について単純支持 2 点载荷の曲げ試験を行った。曲げスパン内の中央 60 cm の区間における上縁ひずみ ϵ_{co} と、鉄筋位置の平均ひずみ ϵ_{av} を検長 6

9.1表 供試梁の性質

Beam Des- igna- tion	Concrete						Reinforcement				Crack Moment		Yield Moment		Ultimate Moment	
	$c\sigma_c B$ kg/cm ²	$c\sigma_t B$ kg/cm ²	E_c $\times 10^5$ kg/cm ²	B $\times 10^3$ kg/cm ²	C $\times 10^{10}$ kg/cm ²	No.* & size	type	p t	p e	σ_{sy} kg/cm ²	t.m	calc	t.m	calc	t.m	calc
								%	%		test	calc	test	calc	test	calc
I	283	27.3	3.00	0.714	0.437	2-#5	Deform	0.90	3.30	4390	1.13	0.73	3.99	3.30	4.05	3.56
I*	283	27.3	3.00	0.714	0.437	2-#5	Plain	0.91	3.35	3410	0.90	0.73	3.37	2.62	3.37	2.85
II	255	26.3	2.50	0.465	0.760	2-#5	Deform	0.90	3.30	4500	0.68	0.68	3.96	3.42	4.03	3.63
III	283	27.3	3.00	0.714	0.437	3-#5	Deform	1.35	4.95	4450	0.72	0.80	5.76	5.13	5.76	5.20
IV	283	27.3	3.00	0.714	0.437	3-#5	Plain	1.37	5.03	3370	0.90	0.80	4.43	3.86	4.52	4.45
V	255	26.3	2.50	0.465	0.760	3-#5	Deform	1.84	7.13	4660	1.28	0.82	7.38	7.15	7.38	7.24
V	227	21.3	2.50	0.800	0.575	1-#6	Deform	0.65	2.37	4700	0.45	0.56	2.70	2.62	2.93	2.77
V*	227	21.3	2.50	0.800	0.575	1-#6	Plain	0.65	2.28	3080	0.54	0.56	1.80	1.74	1.91	1.84

* #5はD16またはφ16, #6はD19またはφ19を示す。

cm のコンタクト型歪計で 6 cm ごとに測定した。これらの測定値から各荷重段階における曲げ剛性、ひびわれ幅の実験値を得ることが出来る。

各梁の力学的性質を 9.1 表にまとめて示す。9.1 4 図は各梁の曲げスパンで求めたモーメントと剛性の関係の実験曲線と、前節で示した算定法に従って求めた理論曲線を比較したものである。理論式によってモーメント増大に伴う剛性低下の現象を定量的にも定性的にもよく表現出来ていることが判る。鉄筋比の小さい梁ほど初期剛性からの低下の割合が大きいこと、 $k_1 k_2$ で表現されるコンクリートの引張協力の現象が、異形鉄筋でも丸鋼でも差異がないことなど実験的事実と理論はよく適合している。

9.1 5 図は I 梁についての荷重と ϵ_{∞} 、 ϵ_{av} の関係を示したもので、常用設計法による計算値と実験値または引張コンクリートの影響を考慮した理論値との差の特性が示されている。

このように著者の近似理論で鉄筋コンクリート梁のモーメント-剛性（または曲率）関係を合理的に表現することが出来た。梁のたわみを求めることは、このモーメント-曲率関係を積分することに他ならないから、本質的な問題は存しない。実用的には、引張側コンクリートの影響を考慮したたわみの計算法が多く提案されているが、それらの間の基本的な相異は、本理論で表現されたような実際のモーメント-曲率関係をどのような形に近似するかによって、計算法の精粗はこの近似化の精粗にかかっている。^{15) 16) 17) 18)}

9.5 鉄筋コンクリート梁のひびわれ制御

9.5.1 ひびわれ理論

ひびわれ幅をコントロールすることは、部材の平面保持の仮定が大きく乱れない限り、ひびわれ間隔をコントロールすることと同じであることは 7.5 で詳述した。ひびわれ間における付着応力の大きさとその分布は、鉄筋応力、鉄筋種類、鉄筋径、鉄筋の配置などに影響を受けるが、いま実際の付着応力分布と等価な平均付着応力 τ_{av} が定められるとすると、

$$A_{st} (\sigma_{s \cdot \max} - \sigma_{s \cdot \min}) = \frac{e_{av}}{2} \cdot \tau_{av} \cdot \Sigma \phi \quad \dots\dots (9.15)$$

ここに e_{av} は平均ひびわれ間隔を、 $\Sigma \phi$ は引張鉄筋の周長の合計を表わす。等価な平均付着応力を探っているのであるから $k_1 = 0.5$ としてよい。また、実際にひびわれが充分発達した段階では 6.1 0 図および 6.1 1 図に示すように $k_1 = 0.5$ と近似出来る。

曲げ剛性のときと同様に梁の引張部の応力状態は 96 図のように定義した A_{ct} 部分を単純引張した場合と同じと考えると、

$$\sigma_{s\cdot\max} - \sigma_{s\cdot\min} = 2(\sigma_{s\cdot\max} - \sigma_{s\cdot\text{av}}) = 2k_1k_2 \frac{\sigma_{tB}}{p_e} \dots\dots (9.16)$$

したがって平均ひびわれ間隔は

$$e_{av} = 4k_1k_2 \frac{\sigma_{tB}}{\tau_{av} \cdot \Sigma\phi} \cdot A_{ct} = k_1k_2 \frac{D}{p_e} \cdot \frac{\sigma_{tB}}{\tau_{av}} \dots\dots (9.17)$$

ひびわれ幅の平均値は

$$w_{av} = k_1k_2 \frac{D}{p_e} \frac{\sigma_{tB}}{\tau_{av}} \left(\frac{\sigma_{s\cdot\max} - k_1k_2 \sigma_{tB}/p_e}{E_s} - \frac{k_1k_2 \sigma_{tB}}{E_c} \right) \dots\dots (9.18)$$

(9.18) 式の $\sigma_{s\cdot\max}$ はひびわれ位置の鉄筋応力であるから、常用式で与えられる鉄筋応力にはほとんど等しいと見做してよい。

p_e を (9.3) 式を用いて p_t に改め、コンクリートの引張ひずみを表わす (9.18) 式の () 内第 2 項を無視すると

$$w_{av} = \frac{2k_1k_2}{E_s} \cdot \frac{\sigma_{tB}}{\tau_{av}} \cdot \left(\frac{h-d}{d} \right) \cdot \frac{D}{p_t} \left[\sigma_{s\cdot\max} - \frac{2k_1k_2 \sigma_{tB}}{p_t} \left(\frac{h-d}{h} \right) \right] \dots\dots (9.19)$$

となり A. P. Clark が提案した次の実験式と全く同じ形になる。²²⁾

$$w_{av} = 2.27 \times 10^{-8} \left(\frac{h-d}{d} \right) \frac{D}{p_t} \left[\sigma_s - 5.66 \left(\frac{1}{p_t} + 8 \right) \right] \dots\dots (9.20)$$

上式で σ_s は常用設計式で求めた鉄筋応力を示し、単位は psi である。(9.19) 式と (9.20) 式の比較によると Clark は k_1k_2 、および σ_{tB}/τ_{av} を常数として実験結果からその値を決定していることを示している。

著者の第 7 章における研究結果から見て、鉄筋応力を許容応力前後に限定するとしても、 k_1k_2 は常数とすることを許されるが、 τ_{av} を常数とすることは実験事実と矛盾する。 τ_{av} は鉄筋径、鉄筋の配置に強く影響され、これを常数とくれば (9.19) 式は鉄筋径 D の影響を強調し過ぎることになることは RC プリズムの実験結果から容易に予測される。従って (9.19) 式の形では τ_{av} を条件に応じて如何に決めるかが不問にされており、全く形式的理論に過ぎない。この種の式は多く見受けられるが、問題点に入らない段階の式

であることが判る。

第7章でも述べたようにひびわれ間隔を理論的に表示することは極めて困難であるから、本章においても、ひびわれ間隔はRCプリズムで求められた実験式を応用することにする。

(7.51) 式の形に平均ひびわれ間隔をとると

$$e_{av} = K_1 + K_2 \frac{A_{ct}}{m} \quad \dots\dots (9.21)$$

ここにmは鉄筋本数を表わす。ひびわれ間隔は

$$w_{av} = \left(K_1 + K_2 \frac{A_{ct}}{m} \right) \left(\frac{\sigma_{s \cdot \max} - k_1 k_2 \frac{\sigma_{tB}}{p_e}}{E_s} - \frac{k_1 k_2 \sigma_{tB}}{E_c} \right) \quad \dots\dots (9.22)$$

となる。 K_1, K_2 は異形鉄筋に対しては(7.56)式で $K_1 = 4.36, K_2 = 0.1371$ 、と与えられ、丸鋼では(7.56)式で $K_1 = 5.94, K_2 = 0.2382$ と与えられている。

9.5.2 実験と理論と比較

ひびわれ幅やひびわれ間隔の問題について少数の限られた条件下の実験結果と比較して適否を論ずるのは当を得ないが、本質的な基本性質についてのみ、9.12図に示した梁の実験結果と理論結果とを比較する。

9.2表は各梁の鉄筋応力 2000 kg/cm^2 におけるひびわれ間隔の実験値と理論値を比較したものである。但し(9.17)式で

$$k_1 k_2 = 0.4, \quad \sigma_{tB} / \tau_{av} = 0.6 \text{ (異形)}, \quad 0.75 \text{ (丸鋼)} \quad \dots\dots (9.23)$$

と仮定する。

9.2表 平均ひびわれ間隔 cm

梁 記 号		I (2-D16)	I* (2-φ16)	II (2-D16)	III (3-D16)	III* (3-φ16)	IV (3-D19)	V (1-D19)	V* (1-φ19)
実 験 値		12.0	13.5	12.0	11.0	12.6	10.0	21.0	16.6
計算値	(9.17)式	12.1	14.5	12.1	8.0	9.6	6.7	19.8	23.3
	(9.22)式	12.3	20.0	12.3	9.6	15.0	9.4	20.4	33.8

9.2表において異形と丸鋼の比較は除外して、異形鉄筋のみの間の変化を見ると、(9.17)

式はDまたは p_e の影響を過大評価していることが判る。しかしこれだけの結果で (9.2.2) 式が適当とも云えないので、この点の検討は次の項にゆづる。

いま、ひびわれ間隔の値は9.2表に示した実験値を用い、それを(9.1.8)式に代入して荷重と平均ひびわれ幅の関係を求め、それと実験から求めたひびわれ幅を比較したのが9.1.6図である。9.1.6図からひびわれ間隔さえ正確に推定出来れば、ひびわれ幅は正しく与えることが出来ることが判る。

9.5.3 諸家の実験結果と著者ひびわれ式の比較

著者はRCブリズムの実験結果を梁の引張部に適用してひびわれ幅、ひびわれ間隔を与える式を提案した。すなわち

異形鉄筋に対して

$$e_{av} = 4.36 + 0.1371 \frac{A_{ct}}{m} \quad \dots\dots (9.2.4)$$

丸鋼に対しては

$$e_{av} = 5.94 + 0.2382 \frac{A_{ct}}{m} \quad \dots\dots (9.2.5)$$

ひびわれ幅は共通に

$$w_{av} = e_{av} \left(\frac{\sigma_{s \cdot \max}}{E_s} - \frac{k_1 k_2 \sigma_{tB}}{p_e \cdot E_s} - \frac{k_1 k_2 \sigma_{tB}}{E_c} \right) \quad \dots\dots (9.2.6)$$

と提案した。ここに A_{ct} は引張鉄筋と重心が一致するコンクリート部分の面積であり、 m は鉄筋本数を示す。丸鋼の場合はばらつきが多く、また乾燥収縮の影響を強くうけるので実際には推定式を示す意味がない。

最大ひびわれ幅、または最大ひびわれ間隔は

$$w_{\max} = 1.5 w_{av}, e_{\max} = 1.5 e_{av} \quad \dots\dots (9.2.7)$$

としてよい。(9.2.6) 式の()内の値は9.7図から求めることが出来る。

(9.2.6) 式が成立することは確実としても、実際に平均ひびわれ幅が正しく与えられるか否かは、(9.2.4) 式および(9.2.5) 式でひびわれ間隔が正しく与えられることに依存していることはすでに述べた通りである。そこで異形鉄筋を用いた梁についての内外の多くの実験結果と(9.2.4) 式を比較する。すでに述べた様にひびわれ間隔は荷重(または鉄筋応力度)の増大とともに減少しこの傾向は異形鉄筋で、しかも附着性能の良い場合ほど顕著であるから、比較のためには荷重の大きさを限定しなければならない。

(9.24) 式はRCプリズムについての実験での鉄筋応力 2400 kg/cm^2 における平均ひびわれ間隔から導かれた実験式であるので、比較に用いるRC梁のデータも鉄筋応力 2400 kg/cm^2 (35000 psi) における実験値を採る。この程度の応力レベルでは、ひびわれ間隔の鉄筋応力に対する変化割合は 1400 kg/cm^2 (20000 psi) 程度のレベルに比較して急激に小さくなっている。多くの実験報告のうち、実験データが詳細に示されている報告として、Hognestad¹⁹⁾, Mattock²⁰⁾, Chi & Kirstein²¹⁾, Clark²²⁾, Rüschi & Rehm²³⁾, 松本外4名²⁴⁾, 著者²⁵⁾²⁶⁾¹³⁾を選んだ。従って異形鉄筋ではあるがその形状は千差万別で、米国系、欧州系、国産のほとんどの市場品を包含したデータである。著者の付着理論および第8章の結果から、ひびわれ分散性能の異形鉄筋間の相違は、引抜試験で評価される相違より非常に緩和されるので、鉄筋形状の相違は、他の不確定な影響要因に較べて問題視しないでよいと思われる。9.17図はこのようにして求めた比較図であって、図中のデータを示す印の背に記入した数字は鉄筋径を示す。9.17図はひびわれ現象が極めて不規則な現象であることを示す。図中のデータを詳細に検討しても、他の強い規則性は見出し得ず、任意のばらつきと判断してもよからう。(9.24) 式は、少くともコンクリート面積 A_{ct}/m の実用範囲、 $20 \sim 150 \text{ cm}^2$ 、ではほぼ妥当な平均値を与え、ばらつきは $\pm 50\%$ 程度であると云える。 A_{ct}/m が大きくなるほど、(9.24) 式は過大な値を与えることが推定され、(7.50) 式に示した指数関係型の方が広い A_{ct}/m の範囲には適合しそうである。

このようにし平均ひびわれ間隔が(9.24) 式で与えられると、ひびわれ幅は(9.26) 式で計算されるが、(9.26) 式の()内第2項(ひびわれ間のコンクリートの引張力分担を示す項)および第3項(ひびわれ間コンクリートのひずみを示す項)は第1項(常用設計式で計算した鉄筋のひずみを示す項)に較べて極めて小さい。しかも第1項が大きくなるほど第2項、第3項は小さくなる。いま $\sigma_{s\text{-max}} = 1600, 2400, 3200 \text{ kg/cm}^2$ における各項を種々の鉄筋量について比較すると9.3表を得る。

したがって $\sigma_{s\text{-max}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ 程度では p_e の実用範囲 $5.0 \sim 10.0\%$ では第2項、第3項を無視してよい。また第2項、第3項は繰り返し荷重によって次第に失われて行くことが著者等によって実験的に証明されている。²⁷⁾²⁸⁾ (9.24) 式と(9.26) 式より次のような異形鉄筋を用いた梁のひびわれ幅を与える実用式を得る。

$$w_{av} = (4.36 + 0.1371 \frac{A_{ct}}{m}) \frac{\sigma_{s\text{-max}}}{E_s} \dots\dots (9.28)$$

9.3 表 (9.2.6) 式の()内各項の比較* (単位 10^{-6})

Pe %	$\sigma_{s\cdot\max}=1600 \text{ kg/cm}^2$			$\sigma_{s\cdot\max}=2400 \text{ kg/cm}^2$			$\sigma_{s\cdot\max}=3200 \text{ kg/cm}^2$		
	第1項	第2項	第3項	第1項	第2項	第3項	第1項	第2項	第3項
1.25	760**	690**	70**	1140	440	55	1520	360	45
2.5	760	250	62	1140	190	47	1520	170	42
5.0	760	155	62	1140	90	45	1520	80	40
10.0	760	60	60	1140	45	45	1520	40	40

* $E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 210,000 \text{ kg/cm}^2$,

$\sigma_{tb} = 25 \text{ kg/cm}^2$ とする。

** ひびわれを生じない。

(9.2.8) 式はその成立の根拠から見て、次の鉄筋応力範囲を越えて適用してはならない。

$$\sigma_{s\cdot\max} = 2,400 \pm 500 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots (9.2.9)$$

但し (9.2.9) 式の上限を越えても、ひびわれ幅を過大に与える方の誤差であるから、実用上は許容される。

9.5.4 ひびわれ幅の制御方針

鉄筋の高強度化に伴って、常時荷重に対する許容応力度を大きくとりたいと要求されるのは当然である。

一方、施工上の観点からは、出来るだけ太い鉄筋を数少く用いる方が、施工性および経済性の点で有利である。この二つの要求は (9.2.8) 式で表現されるように、ひびわれ細分化と矛盾する要求である。そこで鉄筋保護に支障のない許容ひびわれ幅を越えない範囲内の許し得る最大の鉄筋応力 $\sigma_{s\cdot\max}$ と鉄筋1本当りのコンクリート引張有効断面積 A_m^{Act} の組合せを定めることは、実用設計上有意義なことである。鉄筋の常時荷重用の許容応力度は本来このような方針で決定されるべき性質のものである。現行設計法では、鉄筋の品種によって許容応力度を便宜的に一律に与えているので、上述の問題は与えられた許容応力に対する A_m^{Act} の上限値を求めることに決着する。

このようなひびわれ制限設計の基本となるのは、鉄筋保護に支障のない許容ひびわれ幅の値である。この値は特に欧州における広範囲な研究²⁹⁾³⁰⁾にも拘らず、確定的な答が未だ出されていないのが現状である。CEBではその国際規準の中で次の値を提案してい

る。17)

通常の条件の屋内 0.3 mm

屋外および条件の悪い屋内 0.2 mm

特に有害な条件の屋内外および遮水用 0.1 mm

この値に基づいて、最大ひびわれ幅がこの値を越えないと云う条件から求められる種々の鉄筋応力時の異形鉄筋に対する A_{ct}/m の上限値を (9.28) 式と (9.27) 式から求めたのが 9.4 表である。また、我国では梁の主筋のコンクリートかぶり厚さは 3.0 cm とするのが普通であるから、鉄筋径を 25 mm とすれば、鉄筋間隔の最大値が与えられる。この値も 9.4 表に示してある。

9.4 表 異形鉄筋 1 本当りのコンクリート引張有効断面積 $\frac{A_{ct}}{m}$ と鉄筋間隔 S^* の最大値

鉄筋応力 kg/cm ²	屋 内 ($w_{max} < 0.3 \text{ mm}$)		屋 外 ($w_{max} < 0.2 \text{ mm}$)		有害環境, 遮水 ($w_{max} < 0.1 \text{ mm}$)	
	$\frac{A_{ct}}{m} \text{ cm}^2$	$S \text{ cm}$	$\frac{A_{ct}}{m} \text{ cm}^2$	$S \text{ cm}$	$\frac{A_{ct}}{m} \text{ cm}^2$	$S \text{ cm}$
2000	121	14.8	70	8.8	17	2.6
2200	107	13.2	61	7.7	—	—
2400	96	11.8	53	6.7	—	—
2600	86	10.7	46	5.9	—	—
2800	77	9.6	41	5.3	—	—
3000	70	8.8	36	4.8	—	—
3200	64	8.1	32	4.2	—	—
3400	58	7.3	28	—	—	—
3600	53	6.7	25	—	—	—

* D25, $t_1 = 3 \text{ cm}$ に対する値

算定式は許容ひびわれ幅を w_a で表わすと

$$\frac{A_{ct}}{m} \leq 1.02 \times 10^6 \times \frac{w_a}{\sigma_{s,max}} - 31.8 \quad \dots\dots (9.30)$$

かぶり厚さを 9.18 図のように t_1, t_2 で表わし A_{s1} を引張鉄筋 1 本の断面積とすると、鉄筋間隔 S を与える式は

1 段配筋の場合

$$S \doteq \frac{b}{m} \leq \frac{1}{(2t_1 + D)} \cdot (10.2 \times 10^6 \cdot \frac{w_a}{\sigma_{s,max}} - 31.8 + A_{s1}) \quad \dots\dots (9.31)$$

$$S \doteq \frac{2b}{m} \leq \frac{1}{(2t_1 + t_2 + 2D)} (10.2 \times 10^6 \cdot \frac{w_a}{\sigma_{s,max}} - 31.8 + A_{s1}) \quad \dots\dots (9.32)$$

(9.30), (9.31), (9.32) 式で長さ単位は cm, 応力度は kg/cm² とする。

A_{ct}/m は細径の鉄筋の場合でもコンクリート打設上の配慮から最低 20 cm² 程度は必要であるから 9.4 表によると, w_{max} ≤ 0.1 mm の条件では鉄筋応力は 2000 kg/cm² も許せない。また, D 25 では施工上鉄筋中心間隔 S が最低 6.2 cm (> 2.5 cm + D or > 2.5 D) は要求されるから, この制限により, 許し得る最大鉄筋応力は屋内で 3600 kg/cm², 屋外で 2400 kg/cm², 有害環境または遮水用のためには 1200 kg/cm² 程度となる。9.4 表の太線はこの制限の境界を示す。種々の条件に対する限界鉄筋応力については 9.6 に述べる。

スラブのようにかぶり t₁ に比して鉄筋間隔を大きくとるものは, これらの式は安全に過ぎる。すなわち (9.31) 式または (9.32) 式で与えられる S が t₁ の 4 倍以上のときは, これらの式は安全に過ぎると考えられる。9.19 図は (9.30) 式を, 9.20 図は (9.31) 式をそれぞれの条件に対して図に示したものである。

以上の論は異形鉄筋に対してのみであって, 丸鋼は異形鉄筋に比して格段とばらつきが大きく系統的な制御が不可能である。実用的には異形鉄筋の 1/1.5 の付着効果しか期待出来ないとして, 取扱うのも 1 つの方法であろう。

9.6 ひびわれ幅制限の立場からの異形鉄筋の許容応力度の上限

鉄筋コンクリート構造においては常時荷重に対する鉄筋の許容応力度は, ひびわれ幅の制限を考慮して比較的 low に押えられているのが各国のすう勢である。特にアメリカでは保証降伏点 4200 kg/cm² の異形鉄筋に対しても 1700 kg/cm² 程度 (24,000 psi) の応力しか許していないのが現状である。³¹⁾ 一方, ヨーロッパでは許容応力度の引き上げに比較的積極的でドイツでは降伏点 4200 ~ 5000 kg/cm² 級の異形鉄筋に対して 2400 kg/cm² 程度を許している。³²⁾ スウェーデンではある条件下では 5000

kg/cm² もの許容応力を採っている例があるがこれは例外的なものである。³³⁾

このような許容応力度の値は如何なる観点から決めるべきであるかは論のあるところであるが、現実的には、その国の経済力、国民性が決定的要因であろう。基本的な方針としては

1. 破壊に対する適当な安全性
2. ひびわれの制限
3. 過大変形の制限

の3要素から決定すべきものである。現状ではこの3要素の各々に対して別々の設計を行って、いずれに対しても満足すると云う設計過程を採るに至っていない。従ってこの3要素の悪い条件が重なっても顕著な支障に至らないであろう程度の低い許容応力度を採用して、強度計算のみ行うと云うのが各国の実状である。条件を細かく分類するほど、特定の有利な条件下では高い許容応力度が許し得ることになり、前述のスウェーデンの例はこのような場合の値である。

さて、ここでは他の要素は度外視してひびわれの制限のみに着目したとき、許容応力度はどの程度まで上昇させ得るかを検討する。検討の方針は9.4表について述べた通りであり、実際の設計で遭遇するであろう種々の条件下における許容値の上限を求める。(9

3.1) 式より鉄筋応力の上限 $\sigma_{s,max}^*$ を求める式は

$$\sigma_{s,max}^* = \frac{10.2 \times 10^6 \cdot w_a}{S_{min} (2 t_1 + D) + 3 \cdot 1.8 - A_{s1}} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots (9.3.3)$$

上式で、 S_{min} は鉄筋径によって決まる鉄筋水平中心間隔の下限值で、日本建築学会の規準³⁴⁾では鉄筋間のあきを25mm以上かつ1.5D以上としているから S_{min} は

$$S_{min} = 2.5 + D \text{ (cm)} \quad \text{or} \quad 2.5 D \text{ (cm)} \quad \dots\dots (9.3.4)$$

となる。(9.3.3)式において長さの単位はすべてcmを用いる。このようにして求めた鉄筋応力の上限値を9.5表に示す。

9.5表より特徴的な傾向を見ると鉄筋径が大きくなるほど、またコンクリートかぶり厚さが大きくなるほど、ひびわれに対して不利になることを示している。現行のわが国のかぶり厚さは3~4cmであるが、³⁴⁾この程度のかぶり厚さでも、現行の高強度異形鉄筋に対する許容応力度³⁵⁾はD32以上の太径の鉄筋に対しては問題があることを示している。一方、太径の鉄筋に対しては付着を有効にするために、かぶり厚さを細径の鉄筋より大きくしたいと云う要求が当然あり、鉄筋径の1.5倍のかぶり厚さにすると云う提案がある。³⁶⁾

9.5表 ひびわれ幅の制限のみから与えられる異形鉄筋許容応力度の上限* kg/cm^2

鉄筋 最大ひびわれ幅 S_{min}^{**}	かぶり厚 t_1	$t_1 = 2 \text{ cm}$			$t_1 = 3 \text{ cm}$			$t_1 = 4 \text{ cm}$			$t_1 = 5 \text{ cm}$			$t_1 = 6 \text{ cm}$		
		mm < 0.3	mm < 0.2	mm < 0.1	mm < 0.3	mm < 0.2	mm < 0.1	mm < 0.3	mm < 0.2	mm < 0.1	mm < 0.3	mm < 0.2	mm < 0.1	mm < 0.3	mm < 0.2	mm < 0.1
D 3 2	8.0 cm				3130	2080	1040	2730	1820	910	2360	1570	780	2100	1400	700
D 2 5	6.3 cm				3830	2550	1270	3360	2240	1120	2910	1940	970	2600	1730	860
D 2 2	5.5 cm	4930	3290	1640	4200	2800	1400	3640	2430	1210	3220	2150	1070	2890	1920	960
D 1 9	4.8 cm	5370	3580	1790	4570	3050	1520	4000	2660	1320	3560	2370	1180	3190	2120	1060
D 1 6	4.1 cm	5780	3850	1920	5000	3340	1670	4410	2940	1470	3920	2610	1310			
D 1 3	3.8 cm	6120	4080	2040	5280	3520	1760	4700	3120	1560	4200	2800	1400			

* 鉄筋一段配置の場合の値

** 鉄筋間のおきを $1.5D$ 以上および 2.5 cm 以上としたときの鉄筋間中心距離の下限値

*** 丸鋼は上記の $1/1.5 \sim 1/2$ と考えてよい。

**** 一段の鉄筋本数が少ない場合で、側面のかぶり厚さ t_3 が、 $0.75D$ より大幅に大きい場合は許容値は上記を下廻る。

このような場合には更に許容鉄筋応力の上限値が減じ、D 3 2 を例にとれば $t_1 = 1.5 D = 4.8 \text{ cm}$ となり、鉄筋応力許容上限値は 3 5 表より許容ひびわれ幅を 0.2 mm とすれば 1600 kg/cm^2 程度となる。

9.5 表または (9.33) 式は多くの仮定を含み、限定された実験結果から導かれたものである。特に許容ひびわれ幅を CEB 提案値に採ることを前提した論であって、この規準値が変れば、当然 9.5 表の具体的な数値は変ってくる。しかし、太径鉄筋を用い、かぶり厚さを増大させれば、ひびわれ制限の点で極めて不利になると云う一般的傾向を設計規準の上に、あるいは実際の設計上に反映させるべきであることを強調したい。

9.7 本章の総括

本章では、まずひびわれの生じた梁の内部応力分布状態に着目し、実際の応力状態と引張側コンクリートを無視した理論の与える応力状態との差異を論じた。また引張側コンクリートの協力を考慮した従来の近似理論の与える応力状態の適合性を論じた。そして第 7 章で求めた RC プリズムの変性を梁に適用することによって、ひびわれを生じた梁の曲げ剛性を合理的に表現できることを示した。さらに梁の曲げひびわれを制御する方策を RC プリズムにおける実験的事実を基礎として論じた。内外の多数の梁についての実験結果と比較検討して、ひびわれ間隔、ひびわれ幅を与える実用式を導き、これらを用いてひびわれ制限設計のための実用的な設計式を提案した。得られた結果を要約すると次の通りである。

- i) ひびわれの生じた梁の応力状態を表現するためには、引張鉄筋の代りにコンクリートに囲まれた RC プリズムを引張材と想定するとよい。
- ii) この仮定の引張材は引張鉄筋とそれを囲み重心が鉄筋の重心と一致する部分のコンクリートから成ると考えるとよい。この仮定の引張材の応力-平均ひずみ曲線は第 7 章で求めた k_1, k_2 を用いることによって表現出来る。
- iii) 圧縮側コンクリートの応力-ひずみ曲線を 3 次式におき、引張材として上述のような RC プリズムを想定して導いた曲げ剛性の理論値は、梁の曲げモーメント一定区間で求めた曲げ剛性の実験値と良く一致した。
- iv) 梁の実験で求めた荷重と平均ひびわれ幅の関係は、平均ひびわれ間隔さえ正しく与えられれば、極めて正確に推定出来る。
- v) RC プリズムについて求めたひびわれ間隔についての実験式を、梁の引張部に想定した

RCプリズム部分にも適用出来ることを、多種の実験結果と比較して確かめた。

vi) 梁のひびわれ間隔またはひびわれ幅は引張鉄筋1本当りのコンクリート引張有効断面積 A_{ct}/m の関数として表わされるようである。したがって鉄筋比、鉄筋径のひびわれに与える影響は少いことが判る。

vii) 梁のひびわれ式として異形鉄筋を用いた場合について次の式を提案した

$$w_{\max} = 1.5 w_{av} = 1.5 \left(4.36 + 0.1371 \frac{A_{ct}}{m} \right) \frac{\sigma_{s,\max}}{E_s} \dots\dots (9.33)$$

viii) 梁のひびわれ制限実用法として、鉄筋1本当りのコンクリート引張有効断面積または鉄筋水平間隔を9.4表または9.19図、9.20図のように制限する方法を提案した。

ix) ひびわれ制限の観点から、鉄筋径、コンクリートかぶり厚さに応じて異形鉄筋の許容応力度の上限値を提案した。

x) 太径鉄筋をかぶり厚さを大きくして用いる場合には、ひびわれ制限上極めて不利であるから、許容応力度を低減すべきであることを示した。

[第9章参考文献]

- 1) R.Saliger ; "Der Stahlbetonbau" Achte Auflage
1956, Wien.
- 2) A.Johnson ; "Deformations of Reinforced Concrete"
Publications of International Association for
Bridge and Structural Engineering. 1951.
- 3) V.I.Murashev ; "Investigation into the Rigidity
and the Opening-up of Cracks in Reinforced
Concrete Bending Members." Building Research and
Documentation, Rotterdam, 1961.
- 4) 坂静雄 ; "鉄筋コンクリート梁の曲げ剛性、亀裂幅および亀裂間隔." 日本建築
学会論文報告集 第48号, 昭和29年3月.
- 5) J.C.Maldague ; "Contribution a l'Etude des Deforma-
tions Instantées des Poutres en Béton Arme."
Annales de l'Institut Technique du Batiment et des
Travaux Publics. No. 213 Sep.1965.

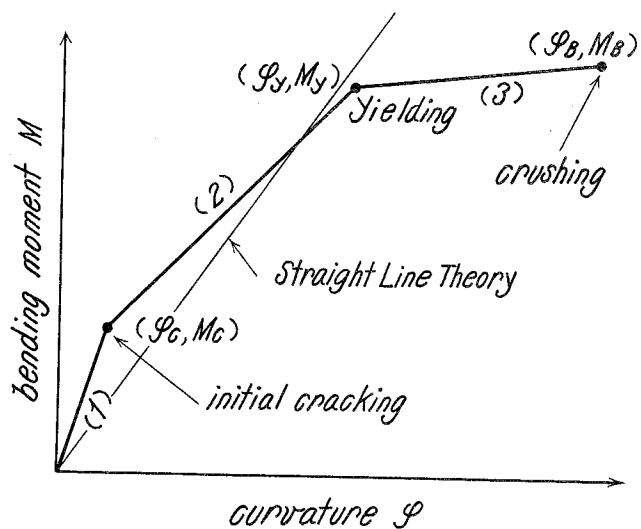
- 6) B.B.Broms ; "Stress Distribution in Reinforced Concrete Members with Tension Cracks." Journal of ACI. Vol.62 No. 9 Sep. 1965.
- 7) A.Efsen and H.Krenchel ; "Prognosis of the Crack Problems in Reinforced Concrete Based on Statistical Investigation." RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm 1957.
- 8) S.T.Ödman ; Discussion of a paper by M.Chi and A.F. Kirstein, "Flexural Crack in Reinforced Concrete Beams." Journal of ACI. Vol.30 No.6 Dec.1958 Part.2.
- 9) J.F.Borges & E.R.A.E Oliveira ; "Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Structures." Publication of International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol.23. 1963.
- 10) 坂静雄 ; "鉄筋コンクリートの研究" 産業図書 昭和29年.
- 11) 梅村魁 ; "鋼筋コンクリート梁の終局強度について" 日本建築学会論文報告集 第42号 昭和26年2月.
- 12) E.Hognestad ; "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members." Bulletin No.399. University of Illinois Engineering Experimental Station. Urbana. Nov. 1951.
- 13) 六車熙, 森田司郎 ; "鉄筋コンクリート梁の変形ときれつ" 日本建築学会論文報告集 第90号 昭和38年9月.
- 14) H.Muguruma & S.Morita ; "On the Flexural Rigidity of Reinforced Concrete Beams ." Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto Univ., Vol.XXVII, Part 1 Jan.1965.

- 15) Wei-Wen Yu & G.Winter ; "Instantaneous and Long-Time Deflections of Reinforced Concrete Beams Under Working Loads." Journal of ACI, Vol.57 No.1 July 1960.
- 16) Report by ACI Comittee 435 ; "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members." Journal of ACI. Vol.63, No. 6 Jun.1966 Part.1.
- 17) CEB ; "Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete." ACI-C&CA
- 18) 森田司郎, 角徹三 ; "鉄筋コンクリート梁の撓み" 日本建築学会論文報告集 号外 昭和40年9月.
- 19) E.Hognestad ; "High Strength Bars as Concrete Reinforcement. Part.2. Control of Flexural Cracking." Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Jan. 1962.
- 20) P.H.Kaar & A.H.Mattock : "High Strength Bars as Concrete Reinforcement. Part 4. Control of Cracking." Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Jan. 1963.
- 21) M.Chi & A.F.Kirstein ; "Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams." Journal of ACI. Vol.29 No.10 Apr.1958.
- 22) A.P.Clark ; "Cracking in Reinforced Concrete Flexural Members." Journal of ACI, Vol.27, No.8 Apr.1956.
- 23) H.Rüsch u.G.Rehm ; "Versuche mit Betonformstählen." Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H.140, H.160, H.165, 1963~1964.
- 24) 松本嘉司 外4名 ; "各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの曲げ性状に関する研究" 土木学会コンクリートライブラリー 第14号

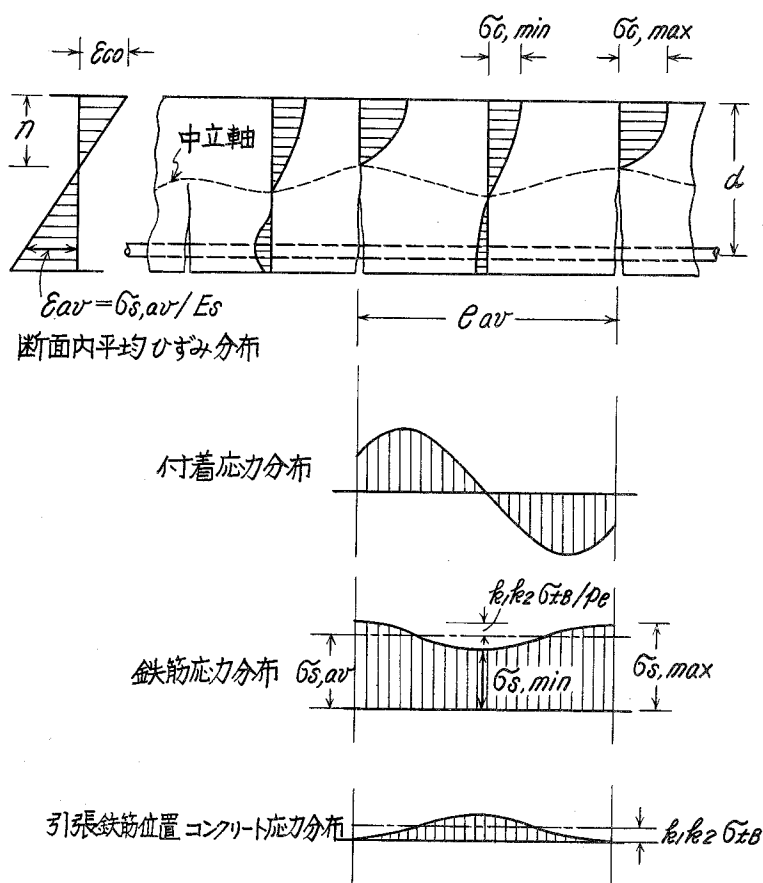
1965年12月.

- 25) 六車熙, 森田司郎 “高強度異形鉄筋の利用に関する研究－はりの曲げきれつ－”
セメント技術年報 XVI 昭和37年5月.
- 26) 六車熙, 森田司郎 ; “高強度異形鉄筋の利用に関する研究－鉄筋コンクリート単
純梁の曲げ試験－” セメント技術年報 XV 昭和36年5月.
- 27) B.Bresler & V.Bertero ; “Reinforced Concrete
Prism Under Repeated Loads.” RILEM International
Symposium on the Effect of Repeated Loading of
Materials and Structural Elements, Mexco City
Sep. 1966.
- 28) 六車熙, 森田司郎, 角徹三 ; “繰返し低荷重を受けた鉄筋コンクリート梁の曲
げ変形” 日本建築学会論文報告集 第103号 昭和39年10月.
- 29) G.Rehm u.H.L.Moll ; “Versuche zum Studium des
Einflusses der Rissbreite auf die Rostbildung an
der Bewehrung von Stahlbeton bauteilen.”
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H.169, 1964.
- 30) E.E.Reis, Jr., J.D.Mozer, A.C.Bianchini & C.E.
Kesler ; “Causes and Control of Cracking in
Concrete Reinforced with High-Strength Steel
Bars-A Review of Research.” Univ. of Illinois
Engineering Experimental Station Bulletin 479,
1965.
- 31) ACI Standard 1966, Building Code Requirements
for Reinforced Concrete. (ACI 318-63)
- 32) DIN 1045, A.Bestimmungen für Ausführung von
Bauwerken aus Stahlbeton. Nov. 1959.
- 33) G.Wästlund ; “Use of High-Strength Steel in
Reinforced Concrete.” Journal of ACI, Vol.30
No.12 Jun. 1959.
- 34) 日本建築学会 ; 鉄筋コンクリート構造計算規準, 同解説, 1962.

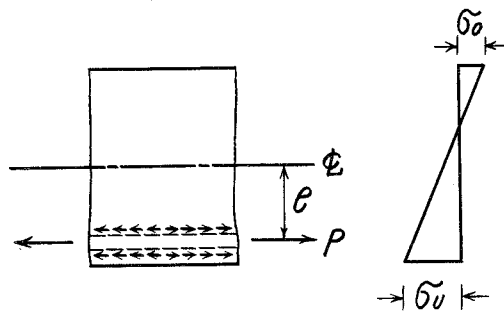
- 35) 建設省通達 ; 「高強度異形丸鋼の取扱い」 昭和36年10月19日付。
- 36) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造分科会資料 No.387, “RC計算規準改訂
個所の要点” 1965年8月3日。



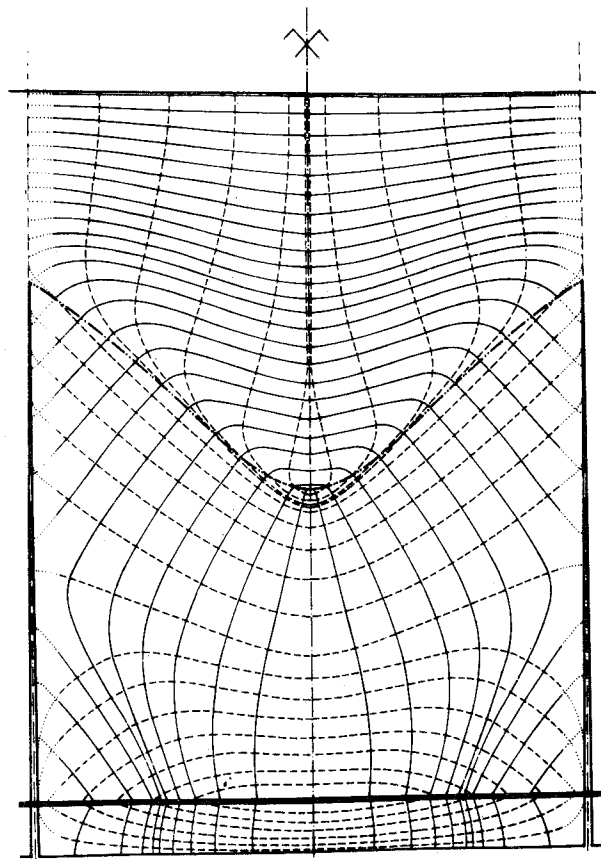
9・1 図 梁のモーメントー曲率関係の性質



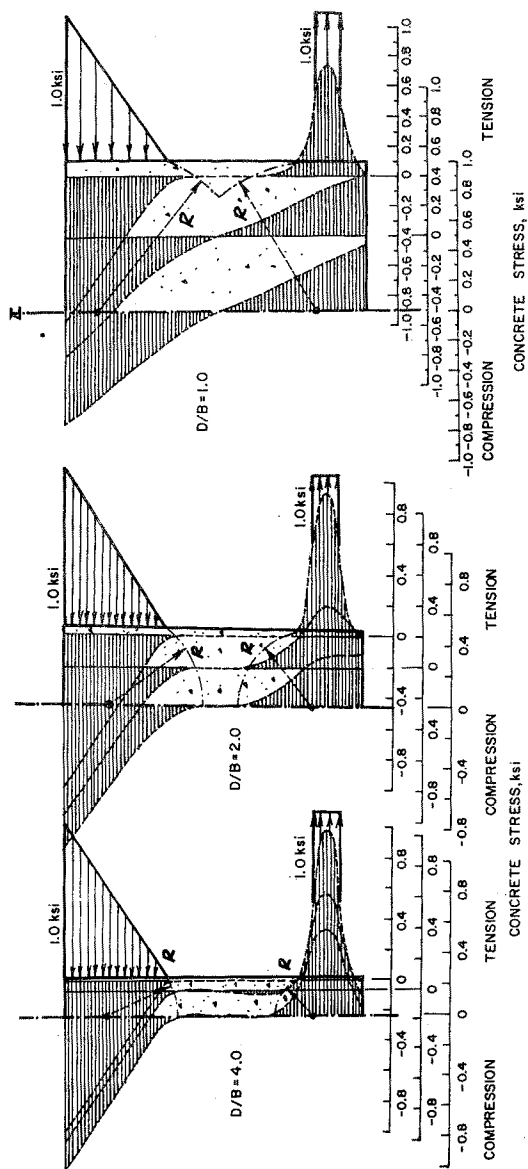
9・2 図 梁の曲げ応力とひびわれの関係



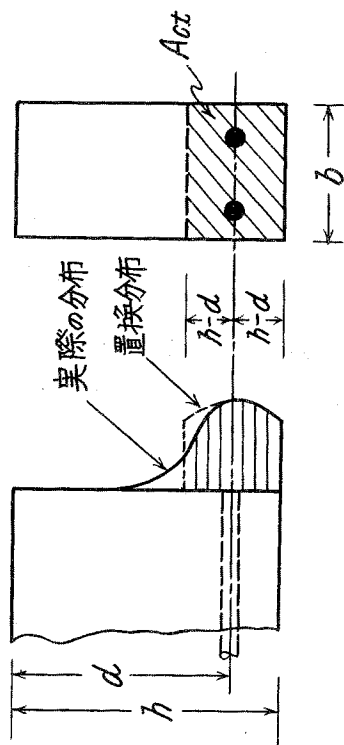
9・3 図 ひびわれ間コンクリートの曲げ引張分担の仮定（坂による）⁴⁾



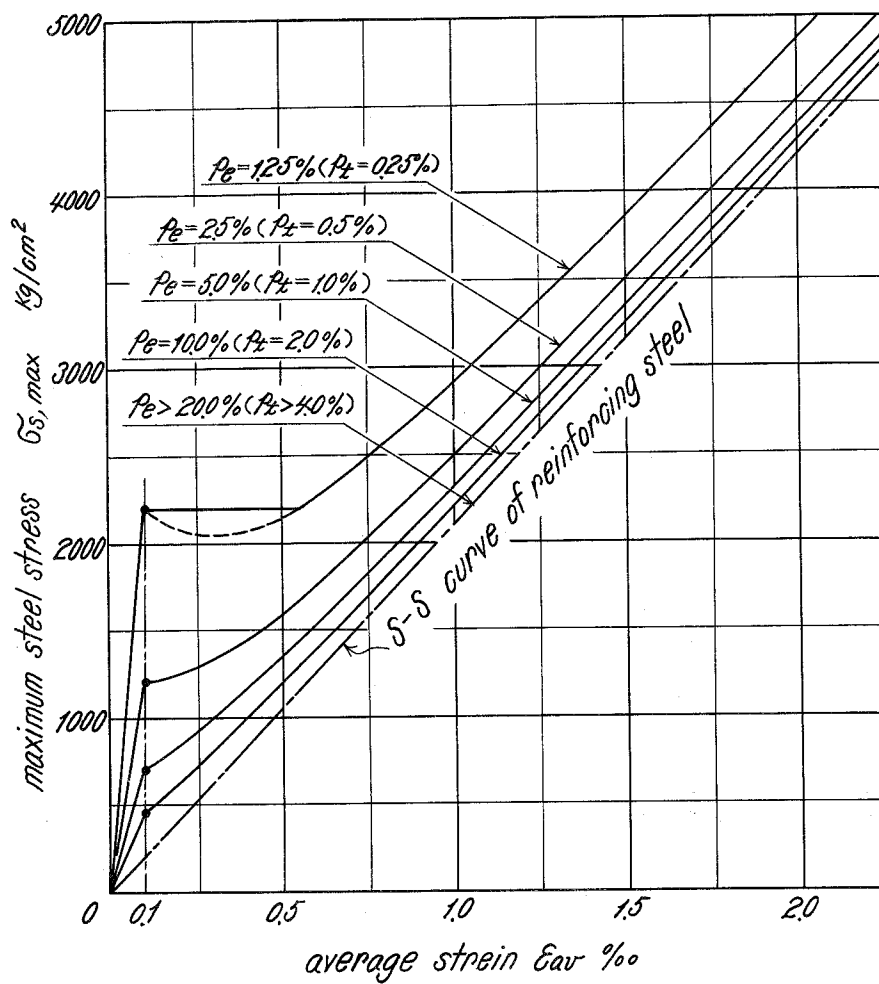
9・4 図 ひびわれ間コンクリートの内部応力分布の解析例（Maldague による）⁵⁾



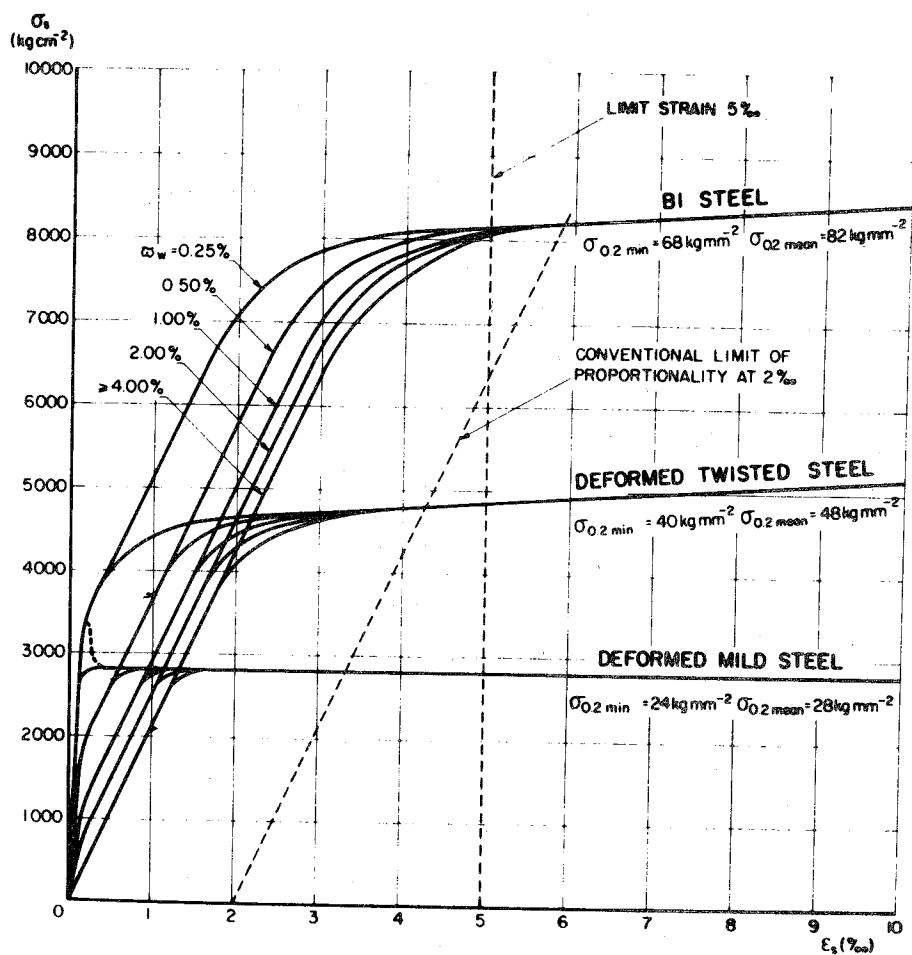
9.5 図 ひびわれ間コンクリートの内部応力分布の解析例 (Broms による)⁶⁾



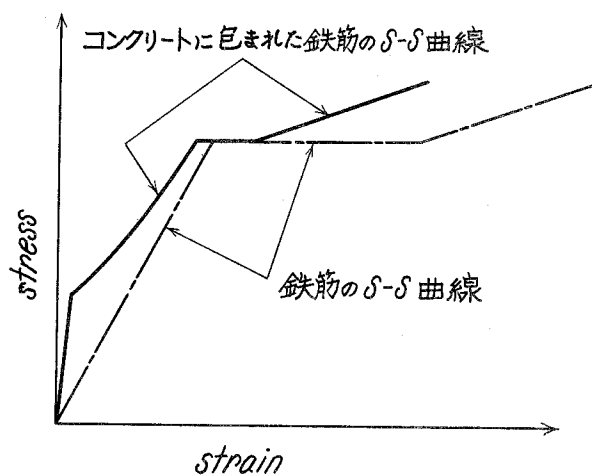
9.6 図 著者の用いたひびわれ間コンクリートの引張応力分布の近似仮定



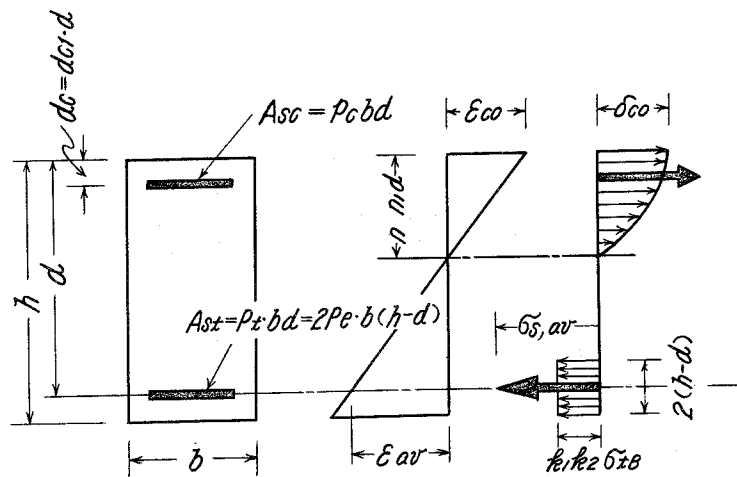
9・7図 コンクリートに埋め込まれた鉄筋の見かけ応力-ひずみ曲線



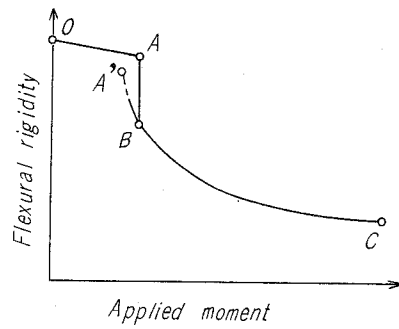
9・8図 鉄筋の見かけ応力-ひずみ曲線についての Borges の提案



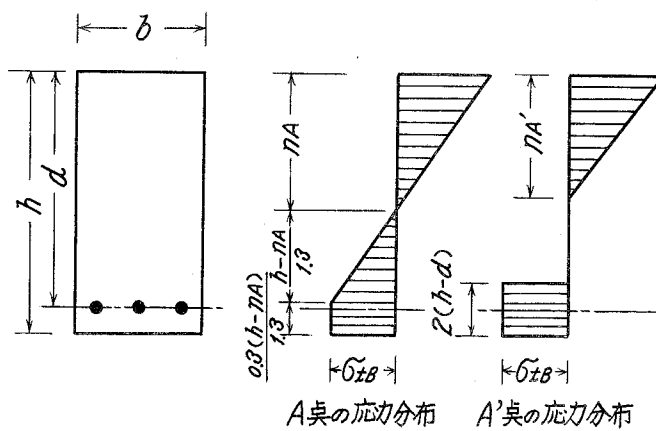
9・9図 鉄筋の見かけ応力-ひずみ曲線の特性



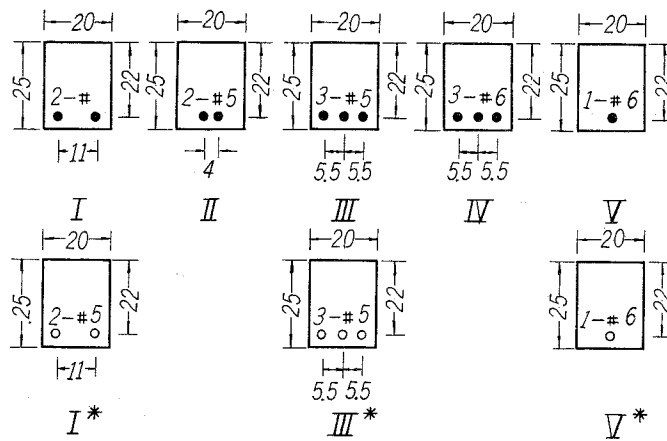
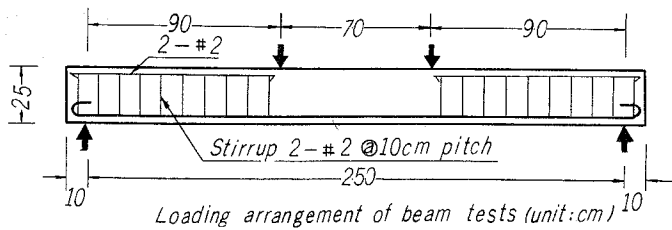
9・10 図 梁の曲げ応力とひずみの断面内分布



9・11 図 梁のモーメントー剛性曲線の特徴



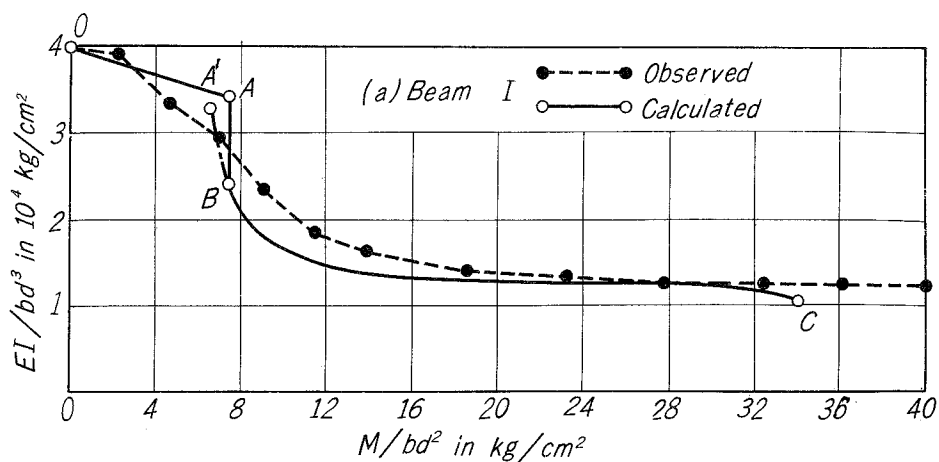
9・12 図 初ひびわれ時の応力分布



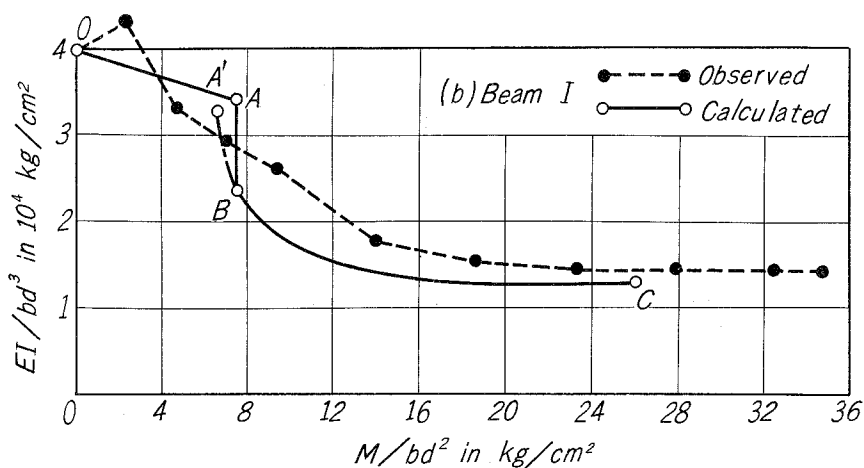
Cross sections at midspan (unit:cm)

● Deformed bar ○ Plain Bar

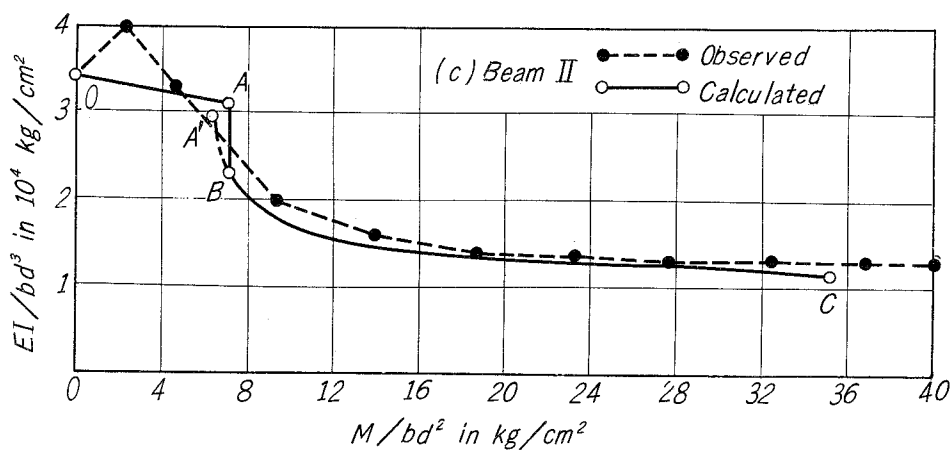
9・13 図 梁の曲げ試験供試体



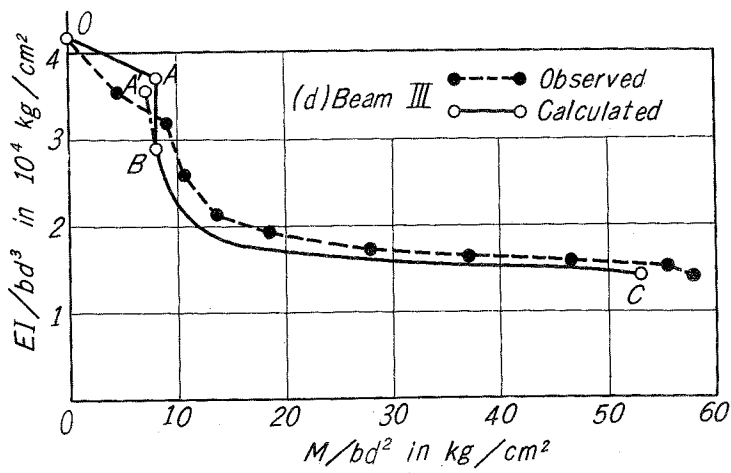
9・14 図 (a) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



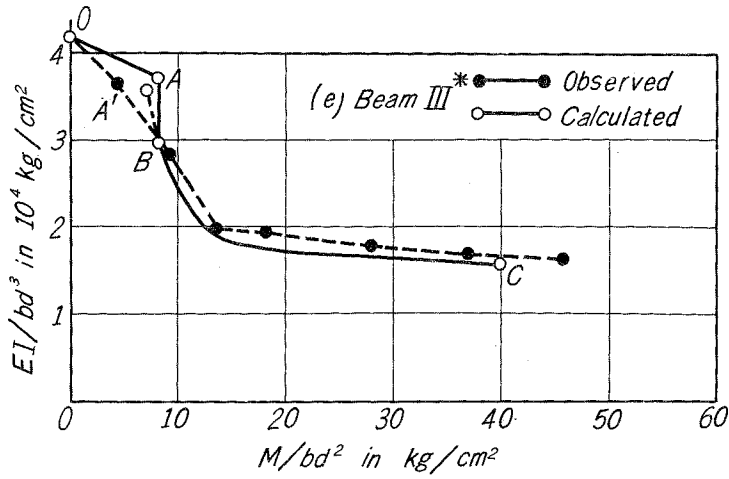
9・14 図 (b) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



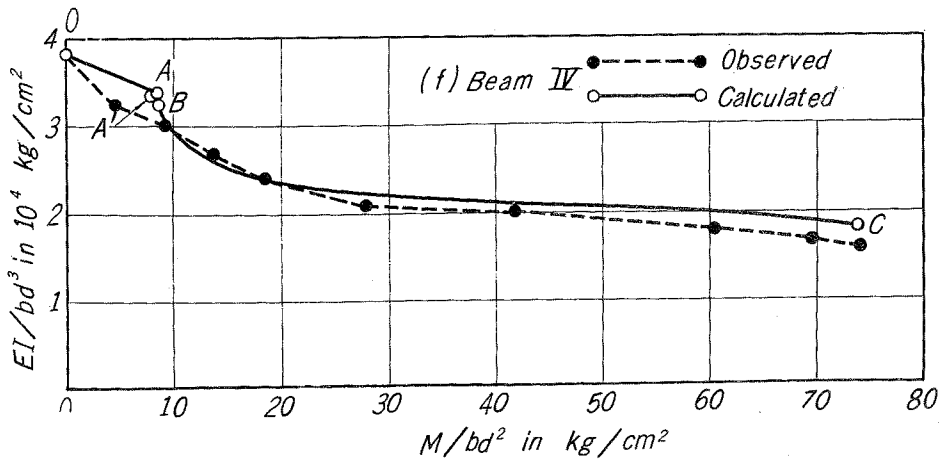
9・14 図 (c) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



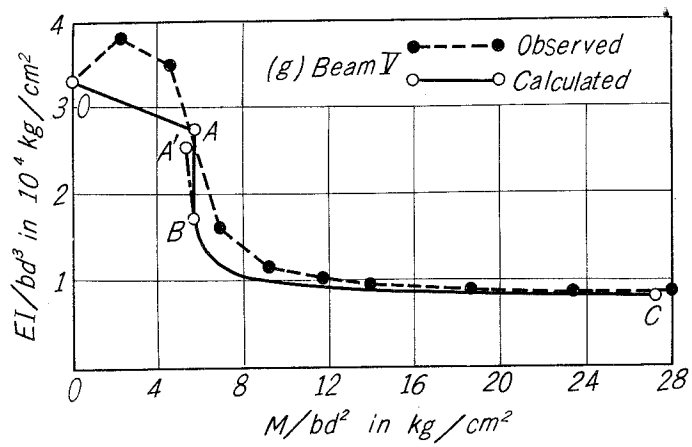
9・14 図 (d) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



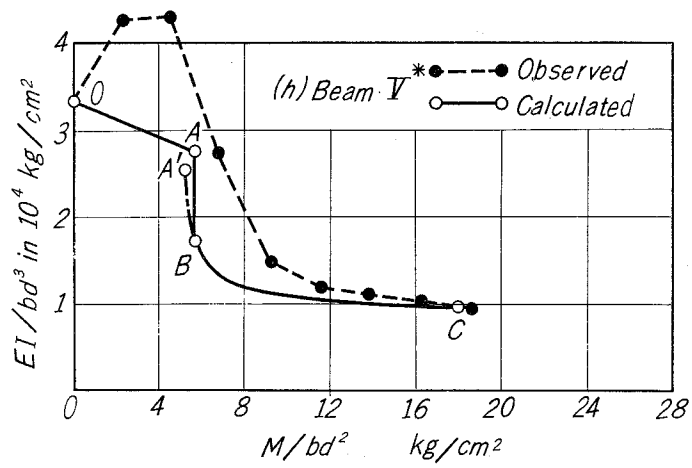
9・14 図 (e) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



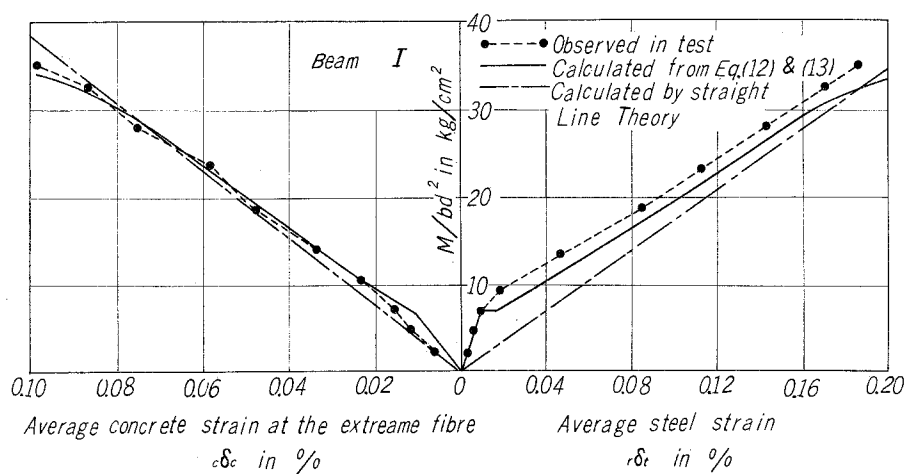
9・14 図 (f) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



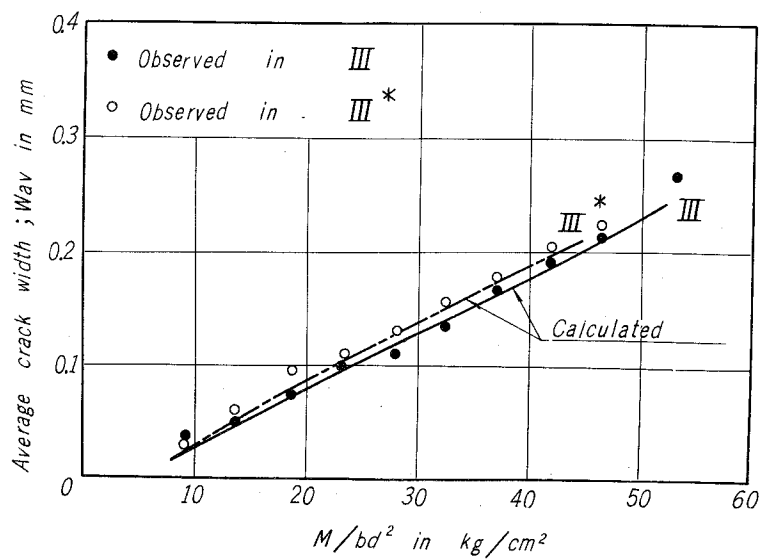
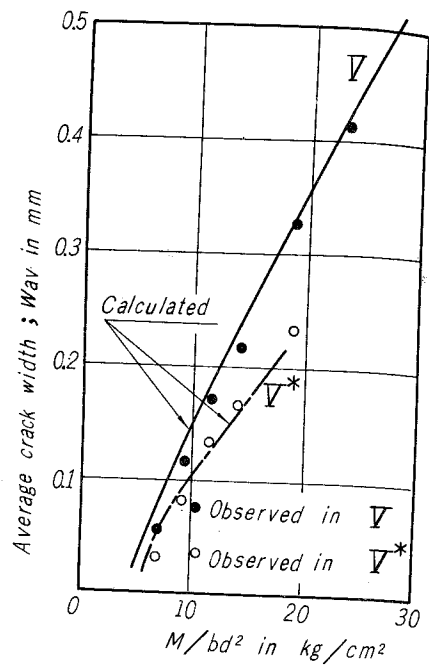
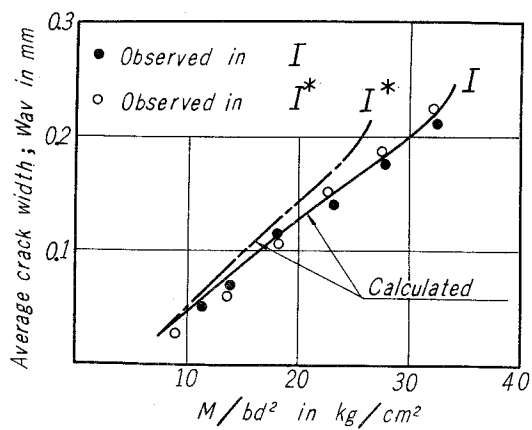
9・14 図 (g) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



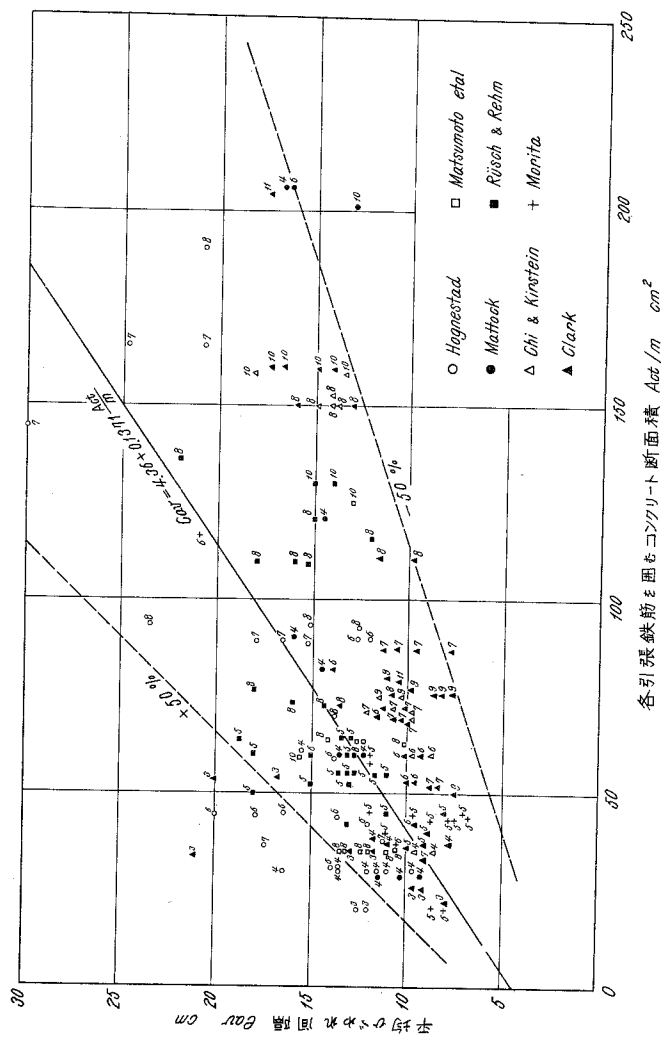
9・14 図 (h) モーメントー曲率関係の実験値と理論値の比較



9・15 図 モーメントと鉄筋の平均ひずみおよび圧縮縁ひずみの関係 (Beam I)

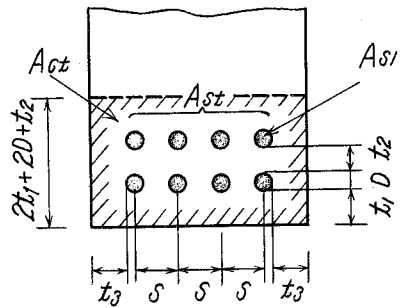


9・16 図 モーメントと平均ひびわれ幅の関係

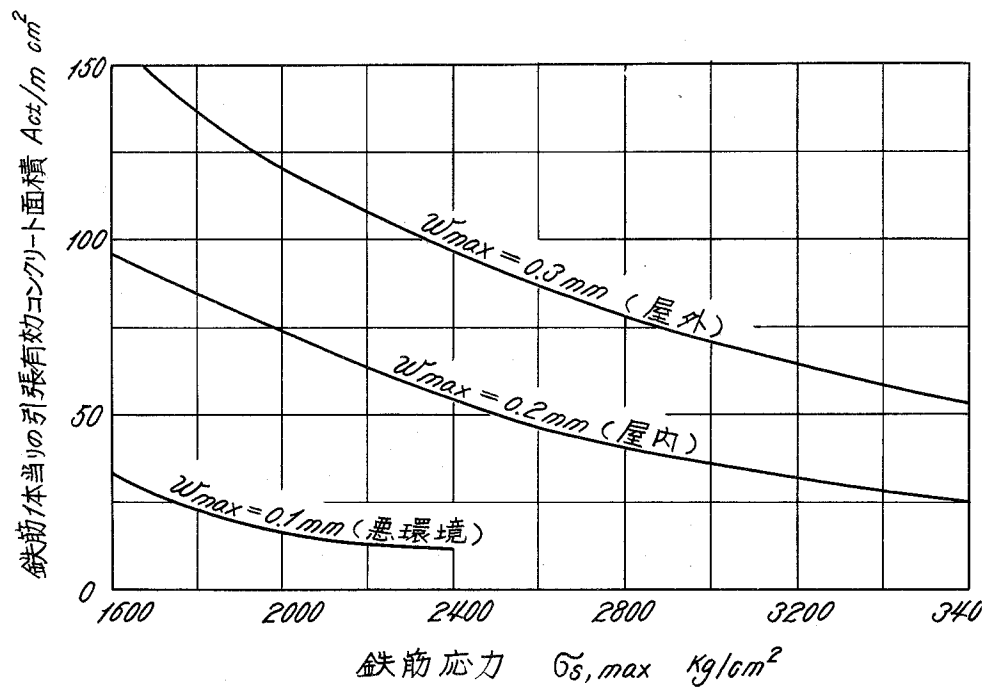


9・17 図 内外のひびわれ制御実験結果

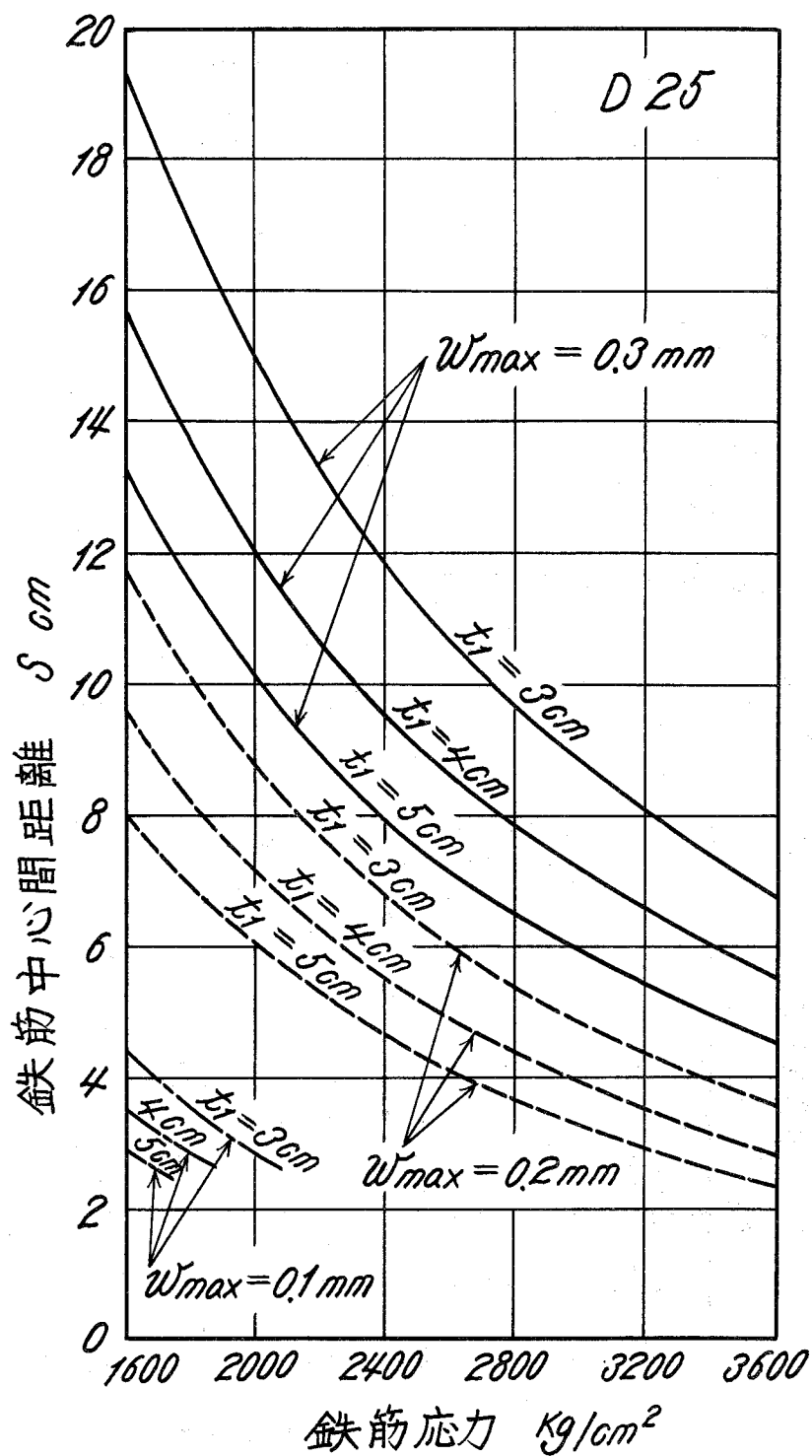
(註：図中の数字は鉄筋径を示す。3:D9, 4:D13, 5:D16, 6:D19, 7:D21, 8:D25, 9:D28, 10:D30, 11:D32)



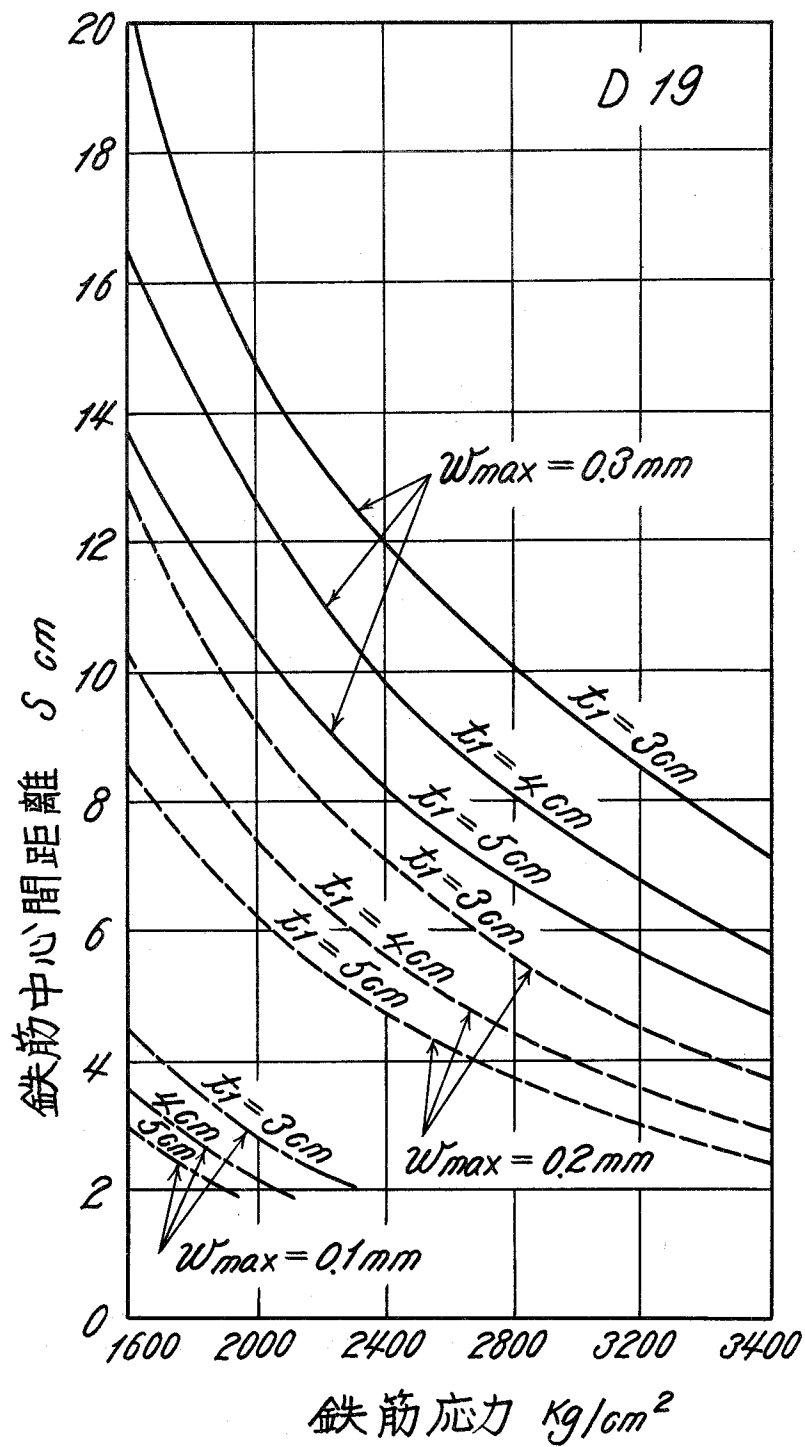
9・18図 引張鉄筋の配置



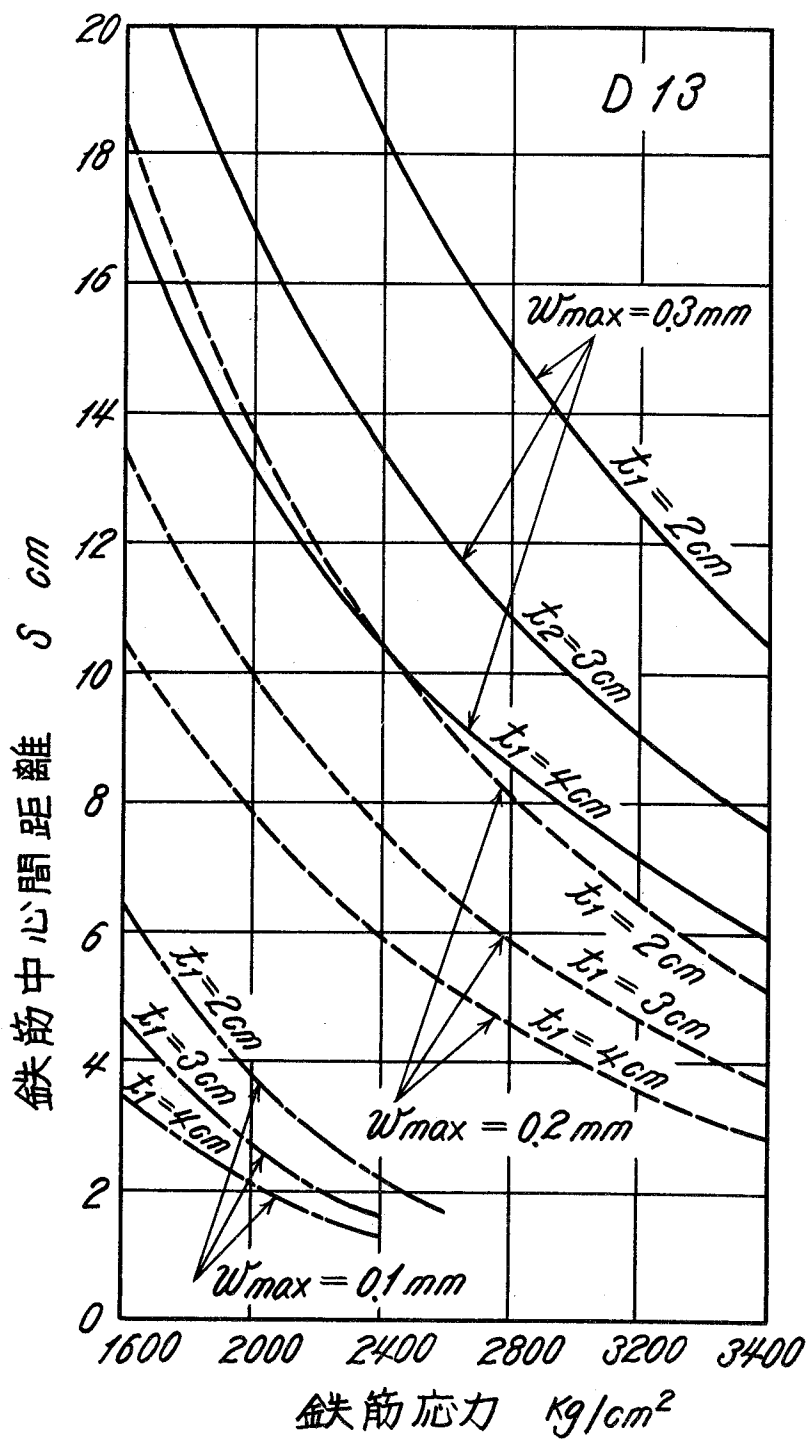
9・19図 鉄筋許容応力と鉄筋1本当りの引張有効コンクリート断面積の関係



9・20 図 (a) 鉄筋許容応力と鉄筋中心間距離の制限値



9・20 図 (b) 鉄筋許容応力と鉄筋中心間距離の制限値



9・20 図 (c) 鉄筋許容応力と鉄筋中心間距離の制限値

第 10 章 ひびわれによる鉄筋コンクリート 不静定架構のモーメント再分布

10.1 概 設

一般にモーメント再分布と呼ばれる現象は、部材を弾性として求めた不静定構造体におけるモーメント分布と異なった分布を呈することを云う。その典型的な例が部材の一部に塑性関節が生じることによって生じる再分布で、いわゆるリミットアナリシスの対象となるのはこの現象である。鉄筋コンクリート構造においても、鉄筋の降伏によって生じる塑性ヒンジを期待することが出来、終局強度設計の適用の十分な可能性が論じられているところである。

鉄筋コンクリート構造における広義のモーメント再分布の現象はつぎの2つに大別して考えると判り易い。

- 〔Ⅰ〕 架構のいずれの断面でも引張鉄筋が降伏していない状態でのモーメント再分布。
- 〔Ⅱ〕 架構のどこかの断面で引張鉄筋が降伏してヒンジを生成した後のモーメント再分布。

〔Ⅱ〕の再分布は上に述べたようにリミットアナリシスの対象となる一般的なものである。この方面の研究は各国において重要視され、鉄筋コンクリート構造研究上の中心課題の1つである。〔Ⅰ〕の現象は鋼構造では見られない鉄筋コンクリート特有の現象であって、その重要性の認識が〔Ⅱ〕の場合に較べて不足していることが指摘されている。¹⁾

本章の対称とするのはこの〔Ⅰ〕、すなわち、鉄筋の降伏以前に生じるモーメント再分布である。〔Ⅰ〕の状態の再分布を生じる要因は2つある。その1つは第9章で論述したところの“ひびわれによる梁剛性の低下”である。すなわち、鉄筋コンクリート梁では引張側コンクリートのひびわれ発展に従って剛性を次第に減じ、剛性はモーメントの大きさの関数となる。これはモーメントー曲率関係が非線型になることを意味し、弾性理論の与えるモーメント分布と当然異なるモーメント分布を与えることになる。この極端な例が10.1図の(a)と(b)である。いずれの場合も固定梁に対する弾性モーメント分布より著るしく再分布した極限を示している。もう1つの要因は“鉄筋量の梁軸方向の変化”である。鉄筋コンクリート構造の特色の1つはモーメント分布に応じて、コンクリート断面を一定に保

ったまま鉄筋量のみを調整出来ることであるが、このような梁はひびわれが生じない前から厳密な意味では変断面材となっていて、一様断面として求めた弾性モーメント分布と異なった分布をする。荷重が増大して部材にひびわれが生じ始めると、それが原因となった再分布を生じ、鉄筋量変化とひびわれの2要因が重なった挙動をする。この好例が10.1図の(c)である。この図の状態は固定梁のいずれの断面においても引張鉄筋応力がある一定値（たとえば許容応力度）になっているように鉄筋量を決めた仮想の状態である。はりの曲率は引張鉄筋応力が等しければ、他の要因、例えば引張鉄筋比、圧縮鉄筋比、コンクリート強度に余り影響されずに一定値となるから、10.1図(c)のように配筋すれば、固定条件を満たすためには変曲点がスパンの $1/4$ 点に一致するようなモーメント分布でなければならない。

本章においては、上述のひびわれと鉄筋量変化の複合作用によって生じるモーメント再分布の現象を、第9章で求めたモーメント-曲率関係を応用することによって理論的に解明する。更に2スパン連続梁について実験的にモーメント再分布特性を調べ、理論的に求められた結果と比較検討する。これらの検討に基づいて、鉄筋コンクリート建築架構で生じるこの現象の一般的特性を論じ、設計に際して考慮を要する要点について論述する。

10.2 鉄筋コンクリート不静定梁のモーメント再分布の解法

10.2.1 $M-\phi$ 関係の表現法

第9章においては与えられた断面についてのモーメント-曲率関係($M-\phi$ 関係)またはモーメント-剛性関係($M-K$ 関係)を内部応力状態に立脚した方法で正確に求め得る方法を示した。その特性を図示すると10.2図のOABCの経過をたどる関係で表現された。ここでA点とB点の区別は鉄筋比が極端に少ない場合を除いては、顕著でない。モーメント分布を解析的な手法で求めるためにはこのような関係を何らかの形で関係式として表現することが必要となる。坂はO, A, Cの各点を求め、 $M-K$ 関係図上でO-A間を直線で、A-C間を双曲線で結ぶ表現法を提案している。²⁾

すなわち、

$$\text{ひびわれ前 (O-A間)} \quad K = K_0 - \frac{K_0 - K_C}{M_C} \cdot M = \frac{1}{2} (K_0 + K_C) \dots (10.1)$$

$$\text{ひびわれ後 (A-C間)} \quad K = \frac{M}{a + bM} \dots (10.2)$$

ここに a , b は、ひびわれモーメント M_c で K_c , 降伏モーメント M_y 時に K_y を持つように決め次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{M_c M_y}{M_y - M_c} \left(\frac{1}{K_c} - \frac{1}{K_y} \right) \\ b &= \frac{1}{M_y - M_c} \left(\frac{M_y}{K_y} - \frac{M_c}{K_c} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (10.3)$$

K_c , K_y の求め方は第9章で示したところである。

この方法では $M-\phi$ 関係図上では $O-A$ 間は曲線, $A-C$ 間は直線となるが, O 点の剛性と A 点の剛性はほとんど等しいから, $M-\phi$ 関係を O と A , A と C をそれぞれ直線で結んだ折線で表現していることになる。このような表現は, 多くの研究者が用いている関係であり,³⁾ RC 曲げ材の降伏以前の $M-\phi$ 関係の特性を比較的忠実にしかも簡単な形で表現している。

しかしこの $Bi-linear$ 表現は, 変形計算の解析法では, かえって不便な場合が往々に生じる。それは A 点で不連続な表現となっているためで, 梁構応力の解析時には必ず A 点のモーメントに応じる点を決定して, A 点を境に領域を分けると云う操作が必ず介入するのが原因である。

この欠点を避けるためには $Kuczynski$ の提案している次のような近似化⁴⁾ を採用するのが便利である。

$$K = K_0 \left(1 - \phi \frac{M}{M_y} \right) \dots\dots (10.4)$$

$$\phi = 1 - \frac{K_y}{K_0} \dots\dots (10.5)$$

この仮定は 10.2 図に示すように, $M-K$ 図上で O 点 (O, K_0) と C 点 (M_y, K_y) の近傍点を直線で結ぶことを意味している。この関係は $M-\phi$ 図上では曲線で表わされる。この近似化は, 断面の性質によって近似度のよい場合と悪い場合が生じることは明らかであって, 例えば 10.3 図に示すように, 引張鉄筋量の多い程, 引張鉄筋の降伏点が低い程適合度が良くなることが第9章の結果から判る。

更に $Kuczynski$ は次式の形の近似化を提示しているが, この形は 10.1 図で C 点における不連続性を解消するのに便利な形であるが, 本章の対称とする C 点以前の $M-K$ 関係の近似としては特に利点はない。

$$K = K_0 \left\{ 1 - \left(\frac{M}{M_B} \right)^\phi \right\} \quad \dots\dots (10.5)$$

ここに ϕ は ~ 4 程度の常数で断面の性質から決定される。 M_B は破壊モーメントを示す。
 このように、精粗ささまの $M-\phi$ 関係の近似化が考えられるが、対象とする問題に応じて、どのような表現が便利であるか、また必要な正確さを失わないかを含味する必要がある。例えば(10.5)式の形は、鉄筋降伏以後の塑性解析には便利な表現であるが、本章の目的には適合しない。

10.2.2 $M-\phi$ 関係の非線型近似による解析法

$M-K$ 関係を(10.4)式のように近似すると弾性曲線の微分方程式は

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = -\frac{M_x}{K_x} = -\frac{M_x}{K_0 \left(1 - \phi \left| \frac{M_x}{M_y} \right| \right)} \quad \dots\dots (10.6)$$

分母()内で絶対値をとるのは、剛性の変化率を表わす項が M_x の符号の影響をうけるのを避けるためである。分母を級数に展開すると、

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = -\frac{M_x}{K_0} \left(1 + \phi \left| \frac{M_x}{M_y} \right| + \phi^2 \left(\frac{M_x}{M_y} \right)^2 + \dots\dots \right) \quad \dots\dots (10.7)$$

$$x = \xi \cdot \ell, \quad M_x/M_y = m_\xi \quad \text{とすると}$$

$$\frac{d^2 y}{d \xi^2} = -\frac{M_y}{K_0} \ell^2 \left(m_\xi + \phi m_\xi \left| m_\xi \right| + \phi^2 m_\xi^3 + \dots\dots \right) \quad \dots\dots (10.8)$$

(10.8)式はKuczynskiが静定梁の撓みを求めるために用いている撓みの微分方程式である。⁴⁾ m_ξ は ξ の関数で表わされるので(10.8)式を積分することによって、任意の点の撓み角、撓みを求めることが出来る。不静定構造では m_ξ が ξ の関数として連続的に表現される区間ごとに(10.8)式をたて、各区間の連続条件より m_ξ の分布を決定する。また鉄筋量が材長に沿って変化する場合は、鉄筋量が一定である区間ごとに分割することを要し、連続的に鉄筋量が変化する場合は、この手法の適用は不可能である。

いま、10.4図に示されるような鉄筋量も含めて断面一様で正負モーメントに対しても対称な断面を持つ2スパン連続梁について(10.8)式から出発する手法を適用する。⁵⁾
 但し(10.8)式において右辺は第2項までを用いるものとする。

[0-1] 区間

この区間の撓みを y_1 、モーメント分布を m_1 とすると(10.8)式より

$$\frac{d^2 y_1}{d \xi^2} = -\frac{My}{K_0} \ell^2 (m_1 + \varphi m_1 |m_1| + \varphi^2 m_1^3) \quad \dots\dots (10.9)$$

$$\frac{d y_1}{d \xi} = -\frac{My}{K_0} \ell^2 \left[\left(\frac{m_1^2}{2} + \frac{\varphi}{3} m_1^2 |m_1| + \frac{\varphi^2}{4} m_1^4 \right) \frac{1}{t_1} + A_1 \right] \quad \dots\dots (10.10)$$

$$y_1 = -\frac{My}{K_0} \ell^2 \left[\left(\frac{m_1^3}{6} + \frac{\varphi}{12} m_1^3 |m_1| + \frac{\varphi^2}{20} m_1^5 \right) \left(\frac{1}{t_1} \right)^2 + A_1 \xi + B_1 \right] \quad \dots\dots (10.11)$$

$$t_1 = \frac{d m_1}{d \xi} = \frac{m_0}{\xi_2} \quad \dots\dots (10.12)$$

〔1-2〕 区間

この区間の撓みを y_2 ，モーメントを m_2 とすると

$$\frac{d^2 y_2}{d \xi^2} = -\frac{My}{K_0} \ell^2 (m_2 + \varphi m_2^2 + \varphi^2 m_2^3) \quad \dots\dots (10.9)'$$

$$\frac{d y_2}{d \xi} = -\frac{My}{K_0} \ell^2 \left[\left(\frac{m_2^2}{2} + \frac{\varphi}{3} m_2^3 + \frac{\varphi^2}{4} m_2^4 \right) \frac{1}{t_2} + A_2 \right] \quad \dots\dots (10.10)'$$

$$y_2 = -\frac{My}{K_0} \ell^2 \left[\left(\frac{m_2^3}{6} + \frac{\varphi}{12} m_2^4 + \frac{\varphi^2}{20} m_2^5 \right) \frac{1}{t_2^2} + A_2 \xi + B_2 \right] \quad \dots\dots (10.11)'$$

$$t_2 = \frac{d m_2}{d \xi} = \frac{m_0}{\xi_2} = t_1 \quad \dots\dots (10.12)'$$

〔2-3〕 区間

この区間の撓みを y_3 ，モーメントを m_3 とすると

$$\frac{d^2 y_3}{d \xi^2} = -\frac{My}{K_0} \ell^2 (m_3 + \varphi m_3^2 + \varphi^2 m_3^3) \quad \dots\dots (10.9)''$$

$$\frac{d y_3}{d \xi} = -\frac{My}{K_0} \ell^2 \left[\left(\frac{m_3^2}{2} + \frac{\varphi}{3} m_3^3 + \frac{\varphi^2}{4} m_3^4 \right) \frac{1}{t_3} + A_3 \right] \quad \dots\dots (10.10)''$$

$$y_3 = -\frac{My}{K_0} \ell^2 \left[\left(\frac{m_3^3}{6} + \frac{\varphi}{12} m_3^4 + \frac{\varphi^2}{20} m_3^5 \right) \frac{1}{t_3^2} + A_3 \xi + B_3 \right] \quad \dots\dots (10.11)''$$

$$t_3 = \frac{dm_3}{d\xi} = \frac{-(1-\alpha)m_0}{(1-\xi_2)} \quad \dots\dots (10.12)''$$

以上の諸式において、 $\xi_2 \cdot \ell$ は10.4図に示すように中央支点から載荷点までの距離を表わし α は正負モーメント和 m_0 に対する負モーメントの比を示し、問題は与えられた m_0 に対して α を求めることになる。積分常数 $A_1, B_1, A_2, B_2, A_3, B_3$ の6ヶは次の7ヶの境界条件の内の6ヶを用いて決まる。

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{dy_1}{d\xi}\right)_{\xi=\alpha\xi_2} &= \left(\frac{dy_2}{d\xi}\right)_{\xi=\alpha\xi_2}, \quad \left(\frac{dy_2}{d\xi}\right)_{\xi=\xi_2} = \left(\frac{dy_3}{d\xi}\right)_{\xi=\xi_2} \\ (y_1)_{\xi=\alpha\xi_2} &= (y_2)_{\xi=\alpha\xi_2}, \quad (y_2)_{\xi=\xi_2} = (y_3)_{\xi=\xi_2} \\ (y_1)_{\xi=0} &= 0, \quad (y_3)_{\xi=1} = 0 \\ \left(\frac{dy_1}{d\xi}\right)_{\xi=0} &= 0 \end{aligned} \right\} (10.13)$$

残る1つの境界条件より求める量であるところの α が任意の m_0 に対して求められる。

いま(10.13)式の中の最後の境界条件 $\left(\frac{dy_1}{d\xi}\right)_{\xi=0} = 0$ を α 決定用に用いた時の α

決定式は

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{2} \alpha^2 m_0^2 + \frac{\varphi}{3} \alpha^3 m_0^3 + \frac{\varphi^2}{4} \alpha^4 m_0^4 \right) \frac{1}{t_1} \\ & - \left[\frac{1}{2} (1-\alpha)^2 m_0^2 + \frac{\varphi}{3} (1-\alpha)^3 m_0^3 + \frac{\varphi^2}{4} (1-\alpha)^4 m_0^4 \right] \left(\frac{1}{t_2} - \frac{1}{t_3} \right) (1-\xi_2) \\ & - \left[\frac{1}{6} (1-\alpha)^3 m_0^3 + \frac{\varphi}{12} (1-\alpha)^4 m_0^4 + \frac{\varphi^2}{20} (1-\alpha)^5 m_0^5 \right] \left(\frac{1}{t_2^2} - \frac{1}{t_3^2} \right) \\ & - \frac{1}{t_1^2} \left(\frac{\alpha^3}{6} m_0^3 + \frac{\varphi}{12} \alpha^4 m_0^4 + \frac{\varphi^2}{20} \alpha^5 m_0^5 \right) = 0 \quad \dots\dots (10.14) \end{aligned}$$

となる。(10.14)式で $\varphi=0$ とおけば弾性分布 α_e を与える式となり

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \alpha_e^2 \xi_2 - \frac{1}{6} \alpha_e^3 \xi_2^2 - \frac{1}{3} (1-\alpha_e)(1-\xi_2)^2 - \frac{1}{2} (1-\xi_2)^2 (1-\xi_2) \xi_2 \\ & - \frac{1}{6} (1-\alpha_e)^3 \xi_2^2 = 0 \quad \dots\dots (10.15) \end{aligned}$$

となり、弾性荷重から求めた値と一致する。(10.14)式で t_1, t_2, t_3 をそれぞれ与えて整理すると α を与える方程式として結局次式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \xi_2 \alpha^2 + \left(\frac{\varphi}{3} m_0 - \frac{1}{6} \xi_2 \right) \xi_2 \alpha^3 + \left(\frac{\varphi}{4} m_0 - \frac{1}{12} \xi_2 \right) \varphi m_0 \xi_2 \alpha^4 \\ & - \frac{\varphi^2}{20} m_0^2 \xi_2^2 \alpha^5 - \frac{1}{3} (1 - \xi_2)^2 (1 - \alpha) \\ & - \left[\frac{1}{2} \xi_2 + \frac{\varphi}{4} m_0 (1 - \xi_2) \right] (1 - \xi_2) (1 - \alpha)^2 \\ & - \left[\frac{\varphi}{3} m_0 \xi_2 (1 - \xi_2) + \frac{\varphi^2}{5} m_0^2 (1 - \xi_2)^2 + \frac{1}{6} \xi_2^2 \right] (1 - \alpha)^3 \\ & - \left[\frac{\varphi}{4} m_0 (1 - \xi_2) + \frac{1}{12} \xi_2 \right] \varphi m_0 \xi_2 (1 - \alpha)^4 - \frac{\varphi^2}{20} m_0^2 \xi_2^2 (1 - \alpha)^5 = 0 \end{aligned}$$

..... (10.16)

(10.16)式で m_0 を与えれば、 α に関する5次式の解として α が与えられる。

10.2.3 M- ϕ 関係をそのまま用いる Iteration 法

前項で示したように、M- ϕ 関係(またはM-K関係)を構みの微分方程式の解が容易に得られるような関係式で表現すると云う方法は、10.4図のような簡単な問題に対しては実用的とは云い難く、断面の性質によっては近似度も余りよくない。また梁軸方向の鉄筋量に変化する場合にはKがMのみの関数でなく、位置xの関数ともなってしまう実用的でない。

したがって部材を微小区間に分割し、個々の断面位置におけるM- ϕ 関係を用いて仮定したモーメント分布に対する ϕ -分布を求め材端条件を満足するか否かと検定すると云う方法の方がかえって実用的になることが多く、区間分割を細かくするほど、正解に近くなる。10.4図に示した例についてこの計算法を示す。スパン ℓ を n 等分し、10.5図のように中央支点から区間1, 2, n とする。 M_0 を与え、弾性モーメント分布のときの α_e を参考にして予想される α の第1近似値 α_1 を仮定する。 M_0 と α_1 に対するモーメント分布から各区間の中央断面におけるモーメント $M_{11}, M_{12}, \dots, M_{1n}$ を求める。別に用意した各断面におけるM- ϕ 曲線を用いて、各区間中央における曲率 $\phi_{11}, \phi_{12}, \dots, \phi_{1n}$ を求める。中央支点における回転角 θ_0 が零の条件より、弾性荷重の端支点に対するモーメントの平衡より、 α_1 に対する θ_0 の値 θ_{01} は

$$\begin{aligned}
-\theta_{01} \cdot \ell = & \phi_{11} \cdot \frac{\ell}{n} \cdot \left(\ell - \frac{\ell}{2n} \right) + \phi_{12} \cdot \frac{\ell}{n} \left(\ell - \frac{3\ell}{2n} \right) + \dots \\
& + \phi_{1i} \cdot \frac{\ell}{n} \left[\ell - \frac{(2i-1)}{2n} \ell \right] + \dots + \phi_{1n} \frac{\ell}{n} \left[\ell - \frac{(2n-1)}{2n} \ell \right] \\
& \dots (10.17)
\end{aligned}$$

(10.17) 式で右辺が零にならなければ、その符号を参考にして α の第2近似値 α_2 を仮定し、同様の操作を行い結局次式が成立するような α の値を求める。

$$\sum_{i=1}^n \phi_i (2n - 2i + 1) = 0 \quad \dots (10.18)$$

以上の操作において、反曲点が必ずしも区間中央または区間境界に一致するとは限らないので、反曲点を含む区間についてはやや補正が必要であるが、一般にはそれを無視しても影響は少い。一様配筋一様断面架構に横力が加わった場合については、 $M-\phi$ 関係を折線と仮定した場合の解法が坂によって示されている。⁶⁾

10.3 2スパン連続梁についての実験的研究と理論の適用

10.3.1 実験計画

(1) 連続梁の実験（モーメント再分布の実験）

モーメント再分布の現象を実験的に明らかにするために10.6図に示すような2スパン連続梁の載荷試験を行った。⁷⁾ このような連続梁を選んだのは、たとえば固定梁とか1スパン門形フレームに対称荷重を加えた場合には、再分布を生じても支点反力には変化がなく、変形状態からしかモーメント分布を知り得ないからである。塑性域での問題と違って、本章の対称とするようないわゆる弾性域での再分布は、変形から間接的に推定し得るほど著るしい場合はむしろ稀であるので、10.6図の連続梁のように支点反力の分担を測定して、モーメント分布を直接知り得ることが実験技術的に見て適当である。載荷点の位置は弾性モーメント分布で負、正最大モーメントの比がおおよそ1.5となる様に決定した。

供試体は10.7図に示す4種類であって、すべての供試体は10.8図に示す3種類の基準断面の組合せによって出来ている。各梁の特徴を述べると、

S1：全体が厳密に一様梁であり、“ひびわれによる剛性低下”のみによって生じる再分布現象を調べるための供試体

S2：弾性モーメント分布に比例して、正負最大モーメント断面における鉄筋量を決めた供

試体

S 3 : 負モーメント領域に対して過剰に配筋した供試体

S 4 : 正モーメント領域に対して過剰に配筋した供試体

となり、S 2, S 3, S 4は“鉄筋量の梁軸方向変化”と“ひびわれによる剛性低下”の相互作用による再分布特性を調べるためのものである。

連続梁の試験では、支点のレベルを揃えることが大切であるので、中央支点下のロードセルによって梁自重による中央支点反力が弾性計算値とほぼ等しくなる様に各支点の高さを調整した。各荷重階において、全荷重と中央支点反力を10.6図に示すようにロードセルを用いて正確に測定し、各荷重階におけるモーメント分布を求めた。上下主筋レベルにおけるひずみ分布をはり全長にわたって検長10 cmのコンタクトタイプひずみ計で測定し、その結果から各荷重階での曲率の分布を求めた。本実験の供試体と載荷点配置では載荷点と中央支点間のスパンで剪断変形が大きくなることは避けられないが、著るしい剪断ひびわれが生じるのは最大モーメント断面が塑性域に入ってからであり、本章の対称である弾性域では、その影響を無視出来るものとする。

(2) 単純梁の実験(M- ϕ 関係を得るための実験)

連続梁供試体を構成している10.8図に示す3種類の基準断面のM- ϕ 関係を実験的に求めるために、それぞれ基準断面を持つ全長240 cmの3本の一様梁を全スパン220 cm、中央純曲げスパン100 cmとなるように2点載荷した単純梁曲げ試験を行った。用いた材料は連続梁の場合と同一品質である。曲げスパン内の上下縁ひずみを検長10 cmのコンタクトタイプひずみ計で測定し、M- ϕ またはM-K関係を描いた。また、降伏モーメントおよび破壊モーメントの大きさを求めた。これらの結果から連続梁の各断面の性質を正しく知ることが出来る。勿論これらの断面の性質は理論的にも求め得るか。単純梁の実験結果を用いて連続梁の再分布現象を検討すれば、断面の性質についての理論値と実験値の誤差がモーメント再分布の検討の中に持込まれないので好都合である。

(3) 材料の品質と各供試体の力学的性質

セメント：宇部ポルトランドセメントで材令3, 7, 28日の圧縮強さはそれぞれ132, 228, 402 kg/cm²、曲げ強さはそれぞれ32.8, 46.7, 66.6 kg/cm²であった。

骨材：砂は木津川産でF.M.=2.65、砂利は野州川産最大粒径18 mm、F.M.=6.57のものを用了。

コンクリート： $w/c = 55\%$ ，配合比 $1 : 2.5 : 3.0$ であり，実験日材令（28日）における強度は 10.1 表および 10.2 表に示す。

鉄筋： 主筋はすべて公称径 13mm の波ふし異形鉄筋（DAICON）の SD40 を用いた。同一チャージのものであるので降伏点のちらばりは少く， $49 \sim 52 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあるが，その数値は各供試体の引張鉄筋ごとに平均して，10.1 表および 10.2 表に示す。スターラップは $\phi 6 \text{ mm}$ の軟鋼丸棒を用いた。

3 種類の基準断面 SS1，SS2，SS3 の性質を単純梁についての実験結果と，材料品質に基づく計算から求め 10.1 表に示す。また単純梁の試験で求めた $M-\phi$ 関係を 10.9 図に， $M-K$ 関係を 10.10 図に示す。10.10 図中の C 点は肉眼でひびわれを発見した点を示し，Y 点は引張鉄筋の降伏した点を示す。これらの梁はひびわれが細分化されるのでひびわれの発見が遅れ，すでに初期剛性から大きく低下した後にひびわれを発見していることになる。10.10 図で示される剛性低下の初期剛性に対する比率が，鉄筋量によって異なるのを示すために，縦軸を初期剛性に対する比率，横軸を降伏モーメントに対する比率に改めて示したのが 10.11 図である。10.11 図により，鉄筋量が大きいほど初期剛性からの低下率が少ないことが判るが，この性質は圧縮鉄筋が少いほど強調されるので，本実験の基準断面では各断面間の差は比較的少い。

10.2 表は連続はりの性質を示したものである。10.2 表中の B 断面および C 断面の曲げ強さ M_{BU} および M_{CU} の計算値は，10.1 表に示した単純梁の実験で求めた基準断面の強度から次の様に補正して求めた。

$$\text{連続梁の断面の曲げ強さ} = \text{単純梁で求めた曲げ強さ実験値} \times \frac{\text{連続梁の引張鉄筋降伏点}}{\text{単純梁の引張鉄筋降伏点}}$$

この補正計算法によって M_{BU} および M_{CU} の計算値は通常の理論値より断面の曲げ強さを正確に表わしていると考えられる。

10.3.2 モーメント再分布理論の適用

(1) 弾塑性モーメント分布

モーメント再分布は弾性モーメント分布からの相異を云うのであるから，基準となる弾性一様梁としたときのモーメント分布を求めておく必要がある。全荷重を $P_{(ton)}$ として長さを cm 単位で表わすと，弾性モーメント M_{BE} ， M_{CE} は 10.6 図に示すように

$$M_{BE} = 10.97 P \quad (ton \cdot cm) \quad \dots\dots (10.19)$$

$$M_{CE} = 16.35 P \quad \dots\dots (10.26)$$

10.1表 基準断面の性質

断面記号	コンクリート強度 (kg/cm ²)		引張り鉄筋降伏点* (kg/cm ²)	ひびわれモーメント実験値 (t.m)	降伏モーメント実験値 (t.m)	最大モーメント(t.m)		初期剛性 (10 ⁶ kg/cm ²)
	圧縮強度	引張り強度				実験値	計算値**	
SS1			4,880	0.18	1.035	1.16	1.12	2,807
SS2	372	30.9	4,720	0.30	1.95	2.10	1.98	3,230
SS3			4,870	0.37	3.00	3.33	2.95	3,653

* 引張り鉄筋の降伏点の平均値を示す。

** 圧縮コンクリートのストレスブロックを矩形とし、コンクリート圧縮最終歪を0.3%とした値。

10.2表 連続はりの性質

はり番号	コンクリート強度 (kg/cm ²)		引張り鉄筋降伏点 (kg/cm ²)		M _{BU} (t.m)	M _{CU} (t.m)	M _{CU} /M _{BU}	P _Y	P _Y 時の		P _U	P _Y /P _U
	圧縮	引張り	B断面	C断面					M _B /M _{BU}	M _C /M _{CU}		
S1	315	29.8	5,080	4,890	2.26	2.18	0.965	13.34	0.646	1.000	17.20	0.776
S2	315	29.8	4,930	4,940	2.20	3.38	1.536	20.01	1.000	0.992	20.36	0.992
S3	298	30.1	4,840	4,880	1.15	3.33	2.896	10.50	1.000	0.516	15.10	0.695
S4	298	30.1	5,000	4,880	3.42	1.16	0.339	7.10	0.226	1.000	19.56	0.356

$$M_{CE}/M_{BE} = 1.49 \quad \dots (10.21)$$

となる。

塑性解析で常用されるように断面の $M-\phi$ 関係を 10.2 図で弾塑性関係として示すように、 M_U までは純弾性、 M_U に達すると純塑性とすると、各連続梁の塑性変形によるモーメント再分布が容易に求められる。 M_B または M_C のいずれかが先にそれぞれの断面の曲げ強さ M_{BU} または M_{CU} に達したときの荷重を P_Y とすると、 P_Y までは (10.21) 式の関係を保ち、 P_Y を超過すると B 点または C 点に塑性ヒンジが発生してモーメントが再分布する。そして最大荷重 P_U に達すると B 点も C 点もそれぞれ M_{BU} 、 M_{CU} に達し、モーメント分布は次式で与えられる。

$$\frac{M_C}{M_B} = \frac{M_{CU}}{M_{BU}} \quad \dots (10.22)$$

各梁の P_Y および P_U を 10.2 表に示してある。また各梁についての荷重進行度 P/P_U と正負モーメント比 M_C/M_B の関係、 P/P_U と B 断面および C 断面におけるモーメント進行率 M_B/M_{BU} および M_C/M_{CU} の関係を 10.12～10.15 図に弾塑性理論値として示してある。

(2) S1 梁についての非線型近似解法の適用

S1 梁は厳密に一樣梁であるので 10.2.2 で示した撓みの微分方程式を解く方法がそのまま適用出来る。S1 梁の断面の $M-K$ 図を無次元化して示したのが 10.16 図で、鉄筋が高強度であるため (10.4) 式の形に $M-K$ 関係を近似するのは不適当なケースと目される。一応、 $M-K$ 図の全体を代表する形として、 $\phi = 0.9$ とする。もし比較的鉄筋応力の小さい範囲のみを対称とするなら、もっと大きい ϕ の値、例えば $\phi = 2.0$ 程度を採れば、対称とする範囲の $M-K$ 関係に、より忠実となる。(10.16) 式において

$$\phi = 0.9, \quad \xi_2 = 0.7/1.7, \quad 1 - \xi_2 = 1.0/1.7, \quad \ell = 1.7 \quad \dots (10.23)$$

とすると α 決定式は

$$\begin{aligned} & 0.595\alpha^2 + (0.3m_0 - 0.06863)1.19\alpha^3 + (0.225m_0 - 0.03431)1.071m_0\alpha^4 \\ & - 0.01985m_0^2\alpha^5 - \frac{1}{3}(1-\alpha) - (0.35 + 0.225m_0)(1-\alpha)^2 \\ & - (0.08167 + 0.21m_0 + 0.162m_0^2)(1-\alpha)^3 \\ & - (0.225m_0 + 0.05833)0.63m_0(1-\alpha)^4 - 0.01985m_0(1-\alpha)^5 = 0 \end{aligned} \quad \dots (10.24)$$

(10.24) 式より種々の m_0 に対して α , $M_C/M_B = \alpha/1-\alpha$ を計算すると 10.3 表を得る。また $m_0 = 1.75$ で $M_C = M_{CU}$ となり、以後は塑性ヒンジによる再分布となる。この結果を 10.12 図に非線型解析法として示す。

(3) Iteration 法による再分布の計算

10.23 に示した Iteration 法によって各梁のモーメント分布を種々の荷重階で求める。スパン $\ell = 170 \text{ cm}$ を 17 区間に分割する。従って (10.18) 式において $n = 17$ となる。各断面の $M-\phi$ 関係は基準断面を持つ単純梁の実験から求めた 10.9 図をそのまま用いる。このようにして求めたモーメント再分布を 10.12 図～10.15 図に Iteration 法として示す。

10.3 表 (10.16) 式より求めた S 1 のモーメント分布

m_0	α	P/P_U	$M_C/M_B = \alpha/1-\alpha$
0.5	0.590	0.2384	1.440
1.0	0.582	0.4787	1.390
1.5	0.576	0.6655	1.358
1.75	0.573	0.759	1.340

10.3.3 モーメント再分布の実験結果と理論値の比較

(1) 実験結果

各梁のモーメント再分布の実験結果を 10.12～10.15 図に示す。中央支点反力の測定値のわずかの差が M_C/M_B の値に敏感に影響するので、実験結果の示すモーメント分布の推移はスムーズでない。各図中に記入された B と C 点はそれぞれ B 断面（載荷点）と C 断面（中央支点）に肉眼でひびわれを発見した点を示す。また W 点は $P = 0.4 P_Y$ となる点を示し、この点では B 断面または C 断面で弾性モーメント分布によるモーメント M_E が $0.4 M_U$ となっているので、常用設計法による常時許容荷重を示すと考えてよい。

10.17 図は各連続梁の破壊後のひびわれの状況を示したものである。載荷点と中央支点の中間のスパンでいちじるしい斜めひびわれを発生していることが判る。10.4 表に各梁の最大荷重 P_U の実験値を示してあるが、S 1 を除く各梁が理論値より小さいことが判る。これは中央支点近くの剪断力による損傷の影響で、これらの梁は最終的には中央支点

近くで曲げ剪断破壊を生じ、最大曲げ強さを発揮していないと考えられる。しかし、このような剪断による損傷がいちじるしくなるのは、最大荷重に近い載荷レベルからであり、本章の対象とする弾性範囲の応力分布に対しては影響が少いと考えられるが、皆無とは云えない。この剪断変形のモーメント再分布に与える影響も重要な研究主題ではあるが、⁸⁾ここでは取りあげない。

10.4表 連続梁の最大荷重

梁 記 号	①最大荷重実験値* t on	②最大荷重理論値 t on	① / ②
S 1	17.70	17.20	1.03
S 2	19.68	20.36	0.97
S 3	13.91	15.10	0.92
S 4	18.96	19.56	0.97

* 梁自重換算荷重 0.2 t on および載荷梁自重 0.1 t on を含む。

10.18図に示した実験結果は、長期許容荷重Wに最も近い荷重階での、上下鉄筋レベルのひずみ測定から求めた曲率の分布である。曲率は大きなひびわれをまたぐ位置で集中的に大きくなるので、検長10 cmで測定したひずみでも、梁軸に沿って局部的な凸凹のある分布となる。

(2) モーメント再分布についての実験と理論の比較

10.12図～10.15図で表わされたモーメント分布から、モーメント再分布の特性を知ることが出来、理論的に求めた結果と実験結果の比較検討をすることが出来る。各梁についてその結果を論じる。

S 1 : ひびわれが発生するまでは全く一様梁である。従って $M_C/M_B = 1.49$ から出発するのは実験的にも証明されている。ひびわれによってもたらされる再分布の偏れの方法は理論的に予想される通りであるが、その程度は実験結果で誇張され過ぎている。非線型解析法による理論値の方が、Iteration法によるものより大きい再分布を示しているが、理論の内容から考察してIteration法の結果の方が理論的に厳密な解を与えるはずである。再分布の傾向としては、B点とC点のモーメント進行度を平均化するように

なっている点に注目したい。最大荷重の大きさ、およびその時のモーメント分布については理論値と実験値が極めて良く一致している。

S 2 : この梁はB, C点のモーメント比に等しく鉄筋量を端部と中央で変化させたものであるから、ひびわれ以前からC点近傍で剛性の高い変断面梁となっている。これにひびわれの影響が加わると、この傾向が更に助長されることを理論値は示しているが、実験結果はこの場合も定性的には一致しているものの、量的には一致しているとは云い難い。

S 2では $P/P_U \approx 0.9$ の荷重階から一たん除荷し、再載荷すると云う荷重の反復を行った。荷重反復の途中では静荷重時のモーメント分布と著るしく異った分布をすることが示されているが、この現象の追及はここでは行わないことにする。この場合も最大荷重の大きさとその時のモーメント分布は理論と実験で比較的よく一致している。S 2のようにクリティカルな断面でのモーメントの大きさに比例した配筋を行えば、最大荷重に至るまでのモーメント再分布が少く、崩壊機構に達するまでに大きな塑性関節の存在を必要としないことが判る。

S 3 : この梁は弾性モーメント分布を誇張して、すなわち負モーメントに対して過度に配筋した例であるから、載荷初期から M_C/M_B が大きくなる。ひびわれによってこの傾向は更に極度に増長される。鉄筋量の大きい部分に大きいモーメントが作用する結果、B点およびC点のモーメント進行度 M_B/M_{BU} および M_C/M_{CU} が平均化されることを、理論的にも実験的にも示しているが、実験結果ではより誇張されている。この場合の実験値は、後述する曲率分布の実験値と理論値の比較から見て、明らかに測定の不備があるようである。しかし理論的にも大きい再分布を生じることが確証される。

S 4 : この梁は弾性モーメント分布に逆行して、すなわち、正モーメントに対して過度にまたは負モーメントに対して過少に配筋した例であるから、荷重の初期から低い M_C/M_B を示すことを理論も実験も示している。ひびわれが発生するとこの場合もこの傾向が助長される。正モーメントが大きくなる方向に大きく再分布した結果、B点およびC点のモーメント進行率がこの場合もいちじるしく平均化される。この梁では理論的に予想される再分布と実験結果は極めてよく一致している。

以上の各梁についての実験結果を総合すれば、モーメント再分布の特性はM- ϕ 関係に基づいた理論で予想される通りの傾向を実験でも示すが、量的一致にはやや欠ける場合がある。その原因としては、剪断変形の影響の他に次の要因が考えられる。RC梁では曲率はひびわれの位置に集中して現れることになるから、ひびわれの状況によって曲率分布が

支配される。本供試梁のように変曲点と最大モーメント点間の距離がひびわれ間隔に較べて、極めて大きいとは云い難い場合には、10.19図の2つの場合のようにひびわれの状況から決る曲率分布のわずかの差異にモーメント分布が敏感に影響される。これは実験値と理論値の差をもたらしている主要原因の1つであることが考えられる。これは次に述べる曲率分布についての実験値と理論値の比較からも推定される。

(3) 曲率分布の実験値と理論値の比較

10.18図は常時許容荷重に近い荷重階での梁の曲率分布を示した図である。10.18図の実験値は上下鉄筋レベルのひずみを10 cm 間隔ごとに測った結果からその区間の平均曲率を求め、その区間の中央点にその平均曲率の大きさを持つ点をプロットし、これらの各点を結んだものである。実線で示した半実験曲線は、実験で求めた支点反力から得たモーメント分布に基づいて、10.9図に示した $M-\phi$ 関係を用いて曲率の分布を求めたものである。理論分布はIteration法によって求めた結果を示したものである。各々の梁の中央支点近傍のひびわれ位置に依存する曲率の分布形が極めてランダムであることがよく判る。この不規則性が当然、モーメント分布に影響を与える。この実験上の不確定要素を無くするには、このような局所的な不規則性が梁全体の変形に大きな影響を与えないように、もっとスパン梁成比の大きい供試体を用いるべきである。

10.18図のS3についての結果を見ると、明らかに支点反力の測定値から求めた曲率分布が誤りで、理論的に求めた曲率分布と曲率分布の直接測定の結果が一致していることが判る。従って支点反力の測定にミスがあったものと推定される。

10.4 ひびわれによるモーメント再分布特性と設計上の対策

10.4.1 固定梁におけるモーメント再分布

前節における2スパン連続梁についてのモーメント分布の理論解と実験結果の比較から、断面の $M-\phi$ 関係に忠実に立脚することによって、剛性変化がもたらすモーメント再分布の現象を理論的に予測し得ることが判った。従って任意の架構がその配筋も含めて与えられておれば、その架構に任意の外力が加わった場合の断面力の分布を理論的に求めることは原理的に可能である。多種多様な建築架構の個々のケースに対して、そのモーメント再分布を求めても普遍性を欠く。しかし、架構と外力を具体的に想定しなければ、その特性を論じることが出来ないで、ここでは最も普遍性のある両端固定梁に等分布荷重が加わった場合について、そのモーメント再分布の特性とそれに影響を及ぼす要因について理論

的に考察を加える。多スパン整形長方形ラーメンの建築架構に常時荷重を加わった場合には、端スパンを除いては、この固定梁の例で代表されると考えられる。

〔固定梁の諸条件〕

○材料の品質

コンクリート：圧縮強度 σ_{CB} 350 kg/cm^2
 曲げ引張強度 σ_{tB} 30 kg/cm^2
 初期弾性係数 E_{CO} $30 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
 鉄 筋：降伏点 σ_y 4900 kg/cm^2
 弾性係数 E_s $210 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
 降伏点ひずみ $\epsilon_{sy} = 1.3 \sigma_y / E_s$ 0.3%

○基準断面 ($d = 0.885h$, $d_c = h - d = 0.115h = 0.13d$)

- ① $p_t = p_c = 0.6 \%$
- ② $p_t = p_c = 1.2 \%$
- ③ $p_t = p_c = 1.8 \%$

○断面の性質

断面の諸性質を10.5表に示す。更に基準断面の $M-\phi$ 関係を、原点とひびわれ点、ひびわれ点と降伏点をそれぞれ直線で結んだ折線で表わす。この基準断面は10.1表に示した連続梁の基準断面の条件に殆んど合う様に選んであるので、10.9図に示した $M-\phi$ 関係の実験結果を換算して、計算結果と比較して示したのが10.20図である。

10.5表 基準断面の性質

断面	初期剛性 K_0/bh^3 10^3 kg/cm^2	ひびわれ モーメント M_c/bd^2 kg/cm^2	ひびわれ 時曲率 $\phi \cdot d 10^{-3}$	降伏 モーメント M_y/bd^2 kg/cm^2	降伏時曲率 $\phi \cdot d 10^{-3}$	破壊 モーメント M_u/bd^2	破壊時曲率 $\phi \cdot d 10^{-3}$
①	29.2	8.07	0.4	26.5	3.56	29.9	28.2
②	33.6	9.75	0.4	53.2	3.94	54.7	21.7
③	38.1	11.45	0.4	77.4	4.16	80.0	18.0

* コンクリートの曲げ引張最終ひずみを 0.02% 、曲げ引張強度を 30 kg/cm^2 として算定
 ** $\epsilon_{sy} = 1.3 \sigma_y / E_s$, $c \epsilon_B = 0.2 \%$ としてe関数法で算定
 *** $\epsilon_{cu} = 0.3 \%$, $k_1 k_3 = 1.0$ $k_2 = 0.5$ として算定

1 0.2 0 図によって $M-\phi$ 関係の仮定が妥当であることが判る。1 0.5 表のひびわれ点はコンクリートの曲げ引張最終ひずみを 0.02 %、曲げ引張強度を 30 kg/cm² として求めた値である。また降伏点は $\epsilon_{sy} = 1.3 \sigma_y / E_s$ とし、コンクリートの引張力分担は ϵ_{sy} が大きいので無視出来るものとして e 関数法⁹⁾ で計算した値である。但し、e 関数法で必要な σ_{CB} を与えるひずみは 0.2 %とした。

o 固定梁の種類

3 種類の基準断面を 1 0.2 1 図および 1 0.6 表に示すように組合わせ、4 種類の固定梁を想定する。鉄筋量の変化する位置はいずれの場合もスパンの $1/4$ 点とする。

1 0.6 表 想定固定梁の種類と記号

記 号	両端 $1/4$ 部分の断面	中央 $1/2$ 部分の断面
3-1-3	③	①
2-1-2	②	①
2-2-2	②	②
1-2-1	①	②

上記の 4 種類の両端固定梁に等分布荷重が与えられた場合のモーメント分布をスパンを $1/40$ 等分した Iteration 法によって求めた。 $M-\phi$ 関係は 1 0.2 0 図の計算結果を用いている。モーメント再分布の計算結果を 1 0.2 2 図に示す。縦軸は崩壊荷重に対する載荷度を示し、横軸は固定端モーメントと中央断面正モーメントとの比を示す。従って一様梁の弾性分布では、横軸は 2.0 となる。

1 0.4.2 建築架構の常時荷重下のモーメント再分布特性と設計上の配慮

1 0.2 2 図に種々の配筋を持つ固定梁が等分布荷重を受けた場合のモーメント分布を示した。この結果と前節に示した連続梁の結果から、鉛直荷重をうけた場合の建築架構の横架材における、モーメント再分布の一般的な傾向を論じることが出来るよう、ただし、ここでは持続荷重による再分布については論述しない。

いずれの梁においてもひびわれ以前におけるモーメント再分布はわずかであって、実用上再分布を無視しても問題はなからう。

梁 3-1-3 に見られるように、弾性モーメント分布より固定端において過度に鉄筋を

用いると鉄筋量の大きい断面に弾性分布の場合より大きいモーメントを生じる。この傾向は荷重が増大しひびわれが發展するに従って益々強くなり、負正モーメント比が、それぞれの断面における鉄筋量比の値 3.0 より大きくなる。この再分布は $q_y/q_u - M/M_u$ 図に見られるように、クリティカルな断面におけるモーメント進行度 M/M_u を平均化するように作用することになり、鉛直荷重を対象とする限りは、設計のアンバランスを救う有利な作用と云うことが出来よう。また固定端または中央断面のいずれかが M_y に達するときの荷重進行度 q_y/q_u は 0.92 にまで達し、他のいずれ梁の場合の q_y/q_u より大きくなり、しかも中央断面の降伏が先行して q_y に達することが注目される。

梁 2-1-2 のようにクリティカルな断面における弾性モーメントの比に比例して配筋した場合においても、固定端にまずひびわれが入るひびわれ直後を除いて、鉄筋量の多い断面の負担が多くなるように再分布し、 q_y と q_u 間に要する塑性回転量はむしろ梁 3-1-3 よりも大きい。

梁 2-2-2 のように全断面が配筋も含めて一様な場合には、固定端における剛性低下の方がいちじるしいから、負正モーメント比が 2 より小さくなるように再分布するが、弾性分布からの相違は極めてわずかである。しかし、 q_y/q_u は 0.73 まで低下する。

梁 1-2-1 のように弾性モーメント分布の比に逆行して配筋した場合には、固定端近傍における剛性低下が著るしくなり、弾性分布より正モーメントが可成り大きくなるように、荷重の増加に伴って再分布する。この再分布の方向もクリティカルな断面におけるモーメント進行度を揃える方向であることが注目される。この場合の q_y/q_u は 0.53 となり、崩壊機構に至るまでに大きな塑性回転を要するような設計となるのは当然である。

上述の固定梁を例にとって示した鉛直荷重によるモーメント再分布における共通した特性は、弾性モーメント分布に拘らず、配筋された鉄筋量に依存してクリティカルな断面における鉄筋応力が平均化されるように再分布することである。従って常時荷重のみを対象とする設計であれば、弾性的に求めたモーメント分布に必ずしも忠実に配筋する必要はない。むしろ、弾性モーメント分布によると局所的に大きなモーメントを受ける場合に、それに忠実にその箇所に集中的に多量の鉄筋を用いた無理な配筋を行うよりは、再分布を予期して部材全長にわたってなるべく均一に配筋される方が健全な設計となる場合がある。但し、弾性モーメント分布から偏した補強を行うほど、次の 2 点に対する検討を必ず行う必要がある。

1) クリティカルな断面におけるひびわれ幅が許容限度内にあるかどうかの検討

ii) 常時荷重に対する破壊安全率の確保が必要な場合に、崩壊荷重に対するまでにクリティカルな断面に要求される余分の塑性回転が充分可能か否かの検討

わが国の構造物の場合には、常時荷重に対する設計と、地震力に対する強度設計が重複して行われなければならない。このような場合には異種の荷重に対する安全性を同時に要求されるから特別の注意が必要な場合が生じる。その適例が10.2.1図の梁 3-1-3 の様な場合である。梁 3-1-3 では10.2.2図に示される様に、常時荷重下において大きくモーメントが再分布し、弾性モーメント分布 M_E より固定端モーメントが増大している。この増大量を M_R とすれば、10.2.3図に示すように、固定端における非常時におけるモーメントの最大値は地震力によるモーメントを M_H とすれば $M_H + M_E + M_R$ となり、再分布を考察しない場合の設計モーメント $M_H + M_E$ より M_R だけ大きくなる。他の断面でも正負の方向で弾性設計モーメントからの増減はあるが、端断面におけるモーメント増大が設計上重要な問題点となる。しかも現実設計された建築架構の梁では地震荷重によって梁端モーメントが大きくなるのを反映して10.2.1図の梁 3-1-3 のように梁端に鉄筋量が極端に多く、しかも中央部分で計算上不要となった多くの鉄筋を定着上の要求からスパンの $1/4$ 近辺で切断するような場合が多いので特別の注意が必要となる。いずれにせよモーメント再分布量 M_R を考慮した断面設計をすべきであるし、逆にモーメント再分布を著るしく生じるような設計は好ましくないと云える。

以上に述べた様に鉄筋コンクリート不静定架構に特有のモーメント再分布の現象を、架構の設計条件に応じて或る場合は積極的に利用し、あるいは最小限に抑制することによって、より健全な設計が可能となろう。

本研究では持続荷重によるコンクリートのクリープが応力分布に与える影響については言及しなかった。鉄筋コンクリート梁のクリープ回転はそれに加わるモーメントの大きさ、すなわち、ひびわれの程度によっても影響を受けるし、引張鉄筋量および圧縮鉄筋量にも依存している。¹⁰⁾¹¹⁾⁶⁾ 従って従来のクリープ理論のように部材全体に単一の廻転クリープ係数 φ_{rt} を定義することに疑問があり、固定梁のような場合にも当然クリープによる再分布が生じる筈である。この持続荷重によるモーメント再分布の特性についての検討は重要な研究課題として残されている。

10.5 本章の総括

本章では第9章で論述した鉄筋コンクリート部材のひびわれによる曲げ剛性の低下が、

架構応力の分布に与える影響について論じた。第9章で求めた断面のモーメント-曲率関係を忠実に架構の各断面に適用することによって、任意の荷重を受ける、任意の配筋をもった鉄筋コンクリート不静定架構の断面力を正確に求めることが出来ることを示した。

但し本研究では曲げと軸力を受ける場合の変形については論じていないが、第9章で $M-\phi$ 関係を求める手法をそのまま適用すれば任意の軸力の下での $M-\phi$ 関係を定義できるので、本質的には同じ取扱いが可能である。 $M-\phi$ 関係に基づいた理論を2スパン連続梁について行った実験時の条件に応用し、実験結果と比較することによって、架構のいずれの断面においても引張鉄筋鉄筋が降伏しない範囲内でも、モーメント再分布の現象が顕著に現れる場合があることを示し、理論の妥当性を確認した。

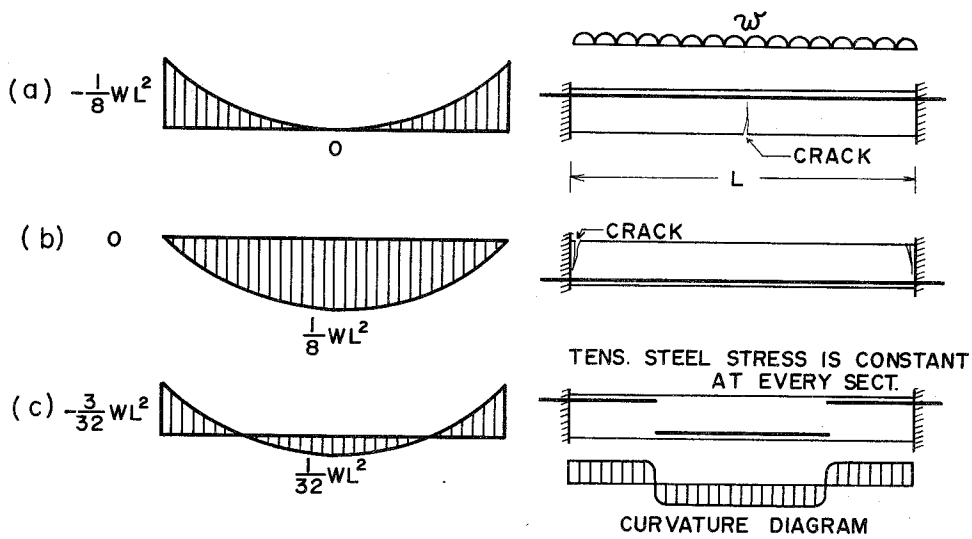
さらに、種々の配筋を行った固定梁におけるモーメント再分布を理論的に求め、建築架構の常時荷重下におけるモーメント再分布の一般的な特性を論じ、設計上の対策を示した。その結果を要約すると次の通りである。

- i) 厳密に一樣な梁でも、ひびわれによってモーメント再分布が生じる。
- ii) 鉄筋量の梁軸方向の変化によって生じたモーメント再分布がひびわれの発展によって更に助長される。
- iii) モーメント再分布は、クリティカルな断面における引張鉄筋応力の大きさが平均化されるような方向に行われる。
- iv) 常時荷重のみを対象とする場合は、必ずしも、弾性一樣梁として求めたモーメント分布に忠実に配筋する必要はない。
- v) 非常時荷重時に大きなモーメントが生じる断面において常時荷重によるモーメントが増大するような再分布を生じさせることは避けるべきである。
- vi) 鉄筋コンクリート不静定架構におけるひびわれと鉄筋量変化によるモーメント再分布の傾向を正しく把握して、設計条件に応じて対処すべきである。

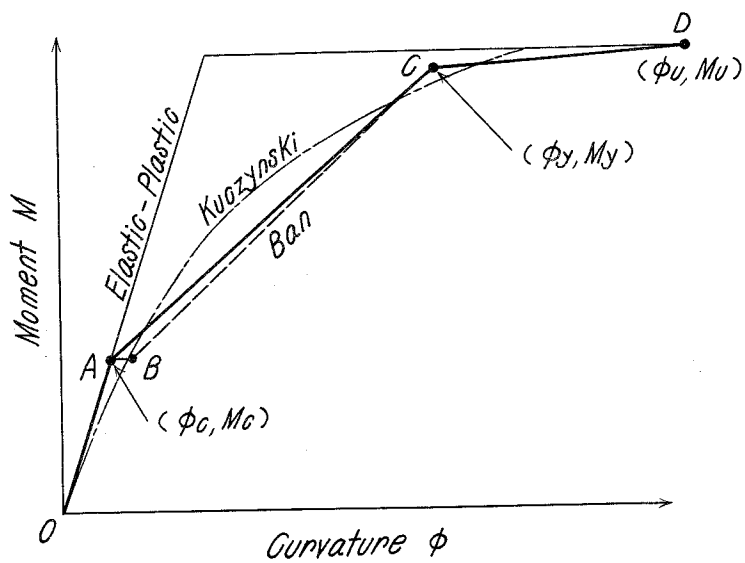
〔第10章参考文献〕

- 1) F.Leonhardt ; “Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbeton-tragwerken”, Beton-und Stahlbetonbau 60 Jr. H.8 u. H.9 1965.
- 2) 坂静雄 ; “鉄筋コンクリート梁の曲げ剛性、亀裂幅および亀裂間隔”
日本建築学会論文集 第48号 昭和29年3月.

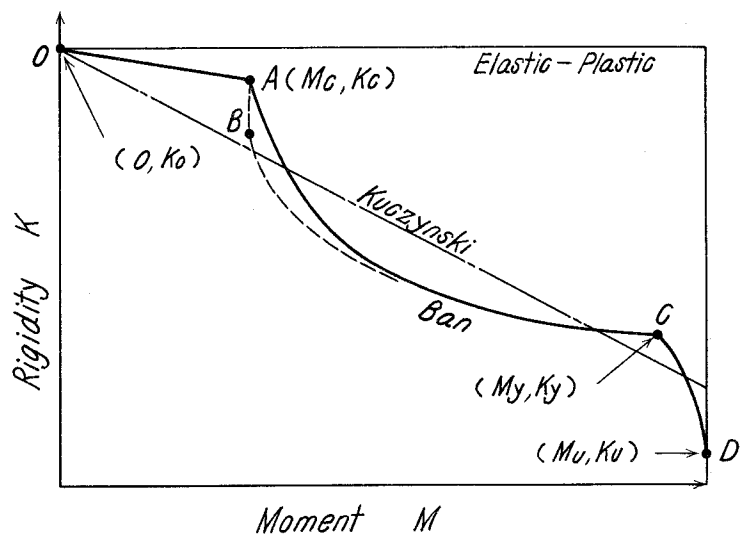
- 3) G.Macchi ; "Methodes de Calcul des Structures Hyperstatiques." CEB Bulletin d'Information No. 53 Jan. 1966.
- 4) M.W.Kuczynski ; "Nouvelle Theorie des Variations de la Rigidite des Poutres en Beton Arme." Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. No. 206, Fev. 1965.
- 5) 森田司郎 ; "鉄筋コンクリート不静定梁におけるモーメント再分布の解析法" 日本建築学会論文報告集 昭和42年10月
- 6) 坂静雄 ; "鉄筋コンクリートの研究" 産業図書 昭和29年 p. 75~85
- 7) 森田司郎 ; "鉄筋コンクリート連続はりにおけるモーメント再分布" セメント技術年報 XXI 昭和42年5月.
- 8) W.Dilger ; "Veränderlichkeit der Biege - und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei Statisch Unbestimmter Lagerung." Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H.179, 1966.
- 9) 梅村魁 ; "鋼筋コンクリート梁の終局強度について" 日本建築学会論文集 第42号 昭和26年2月.
- 10) 森田司郎, 角徹三 ; "載荷履歴の異なる鉄筋コンクリート梁のクリープ試験" セメント技術年報 XX 昭和41年5月.
- 11) G.W.Washa & P.G.Fluck ; "Effect of Compressive Reinforcement on the Plastic Flow of Reinforced Concrete Beams." J. of ACI. Vol.49, Oct. 1952.



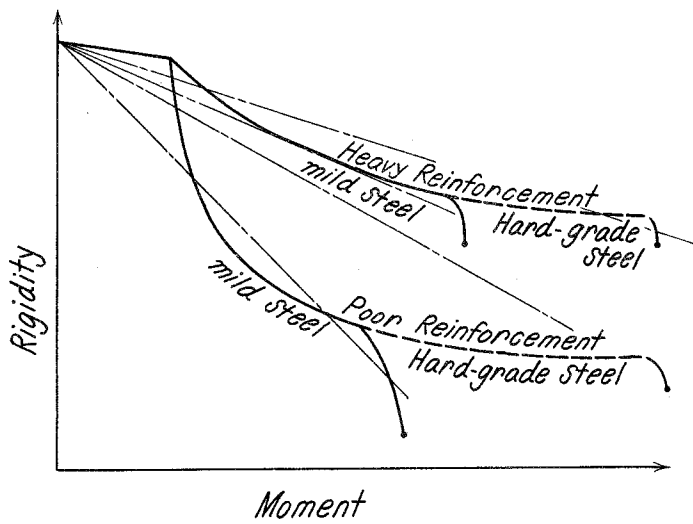
10・1 図 ひびわれによるモーメント再分布



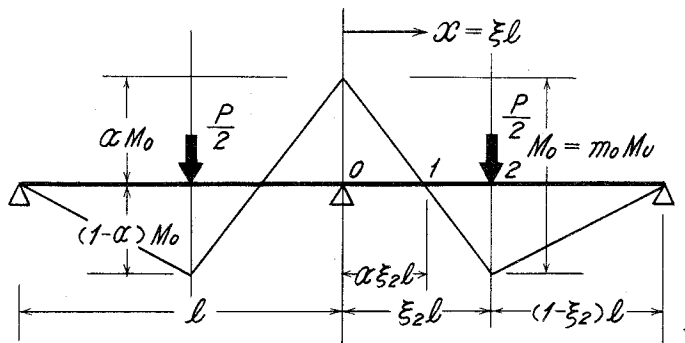
10・2図 (a) モーメントー曲率関係の近似



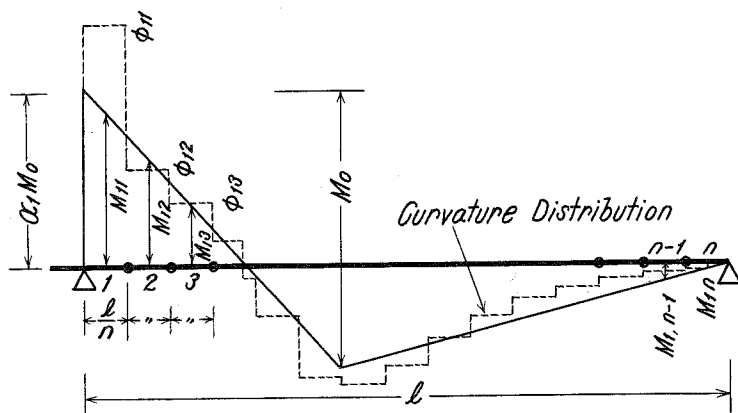
10・2図 (b) モーメントー剛性関係の近似



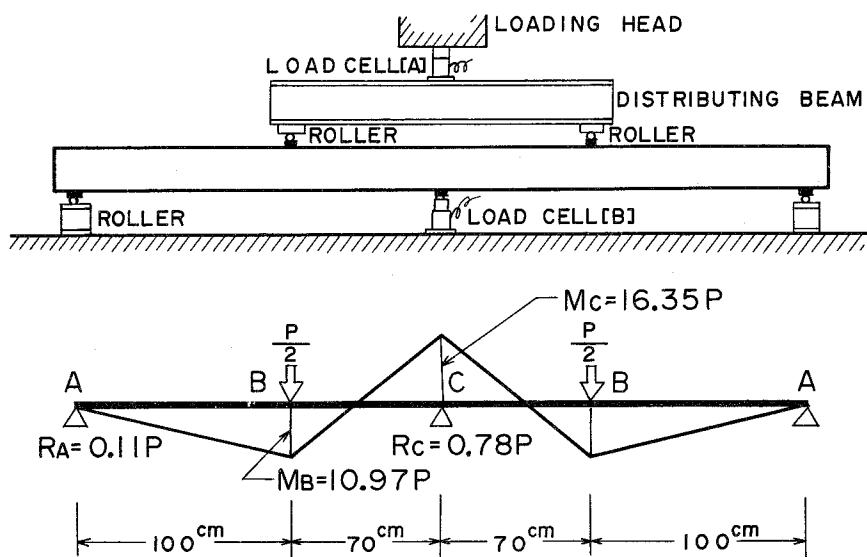
10・3 図 モーメントー剛性関係の近似度の相異



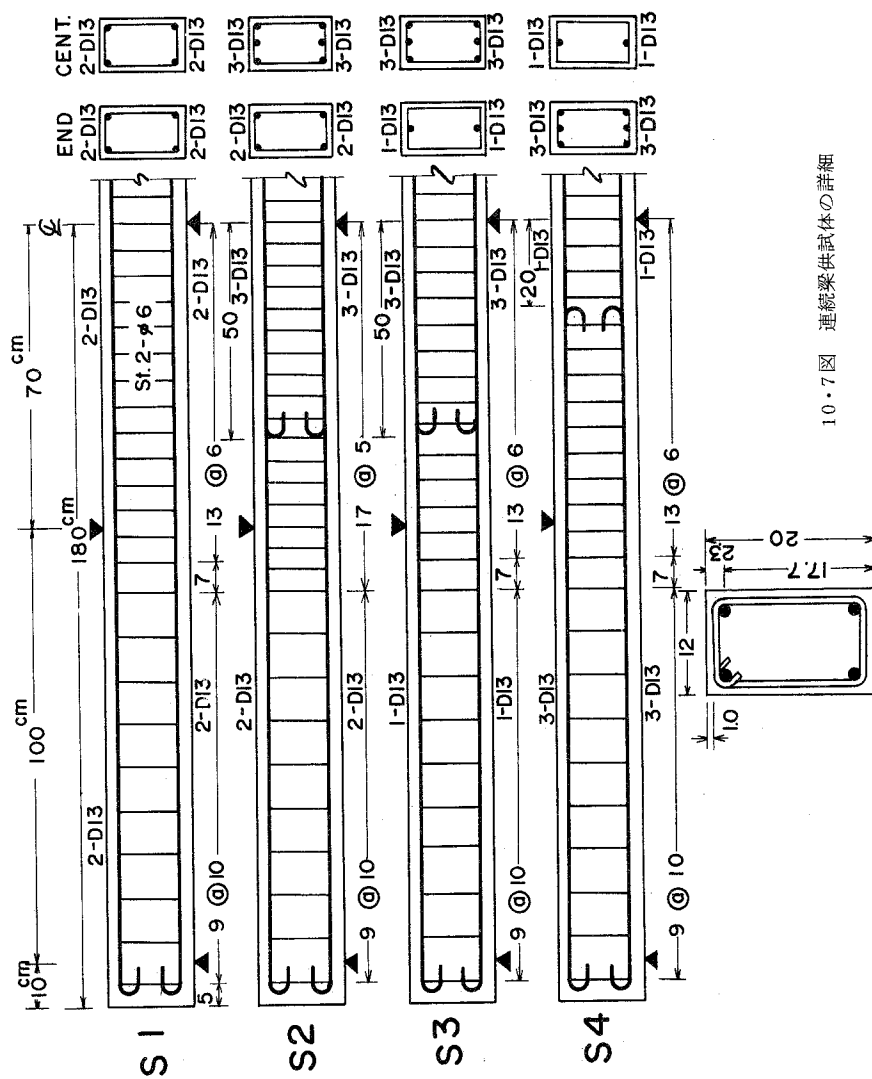
10・4 図 2 スパン連続梁の記号



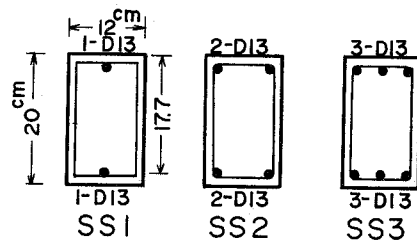
10・5図 Iteration による解法



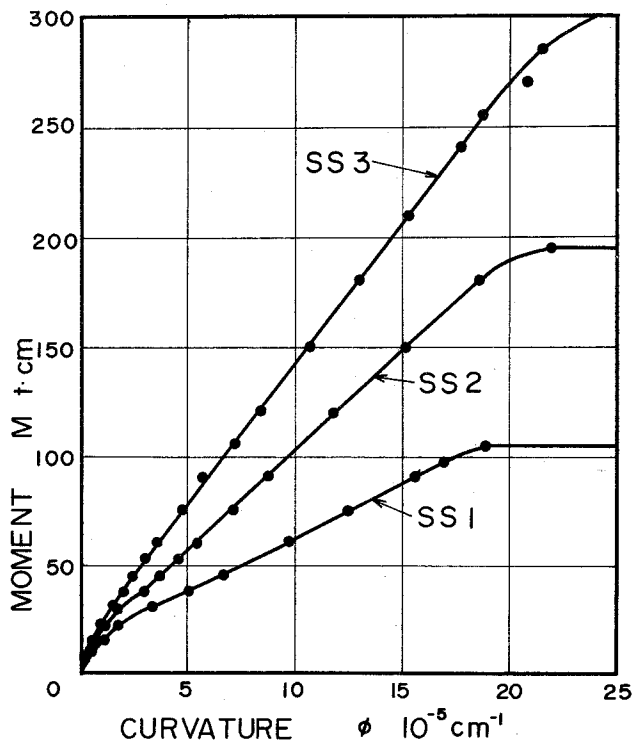
10・6図 2スパン連続梁の実験



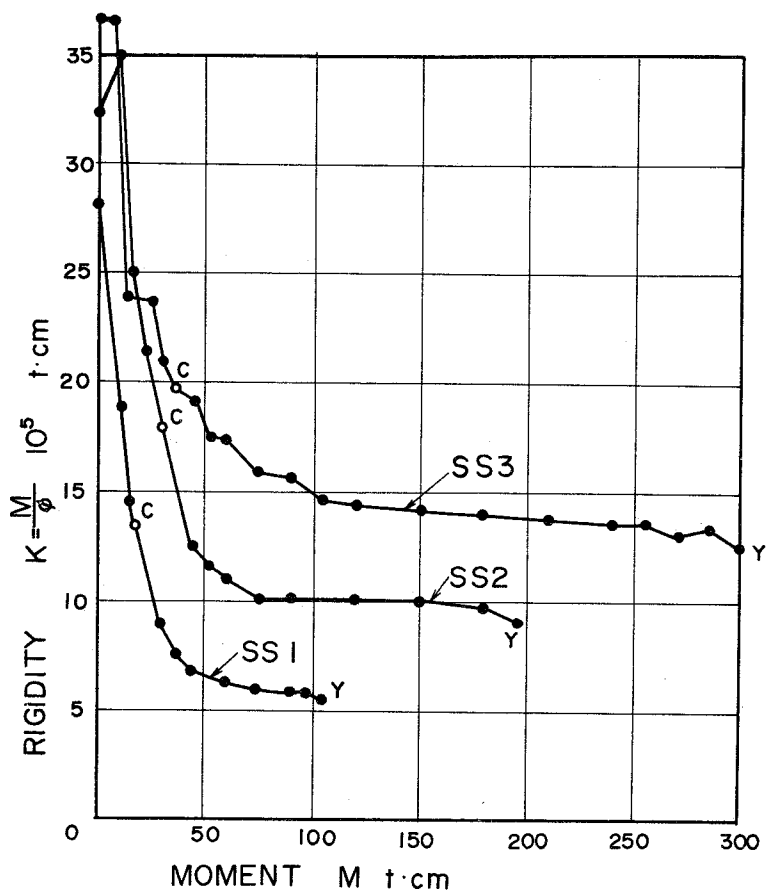
10・7図 連続梁供試体の詳細



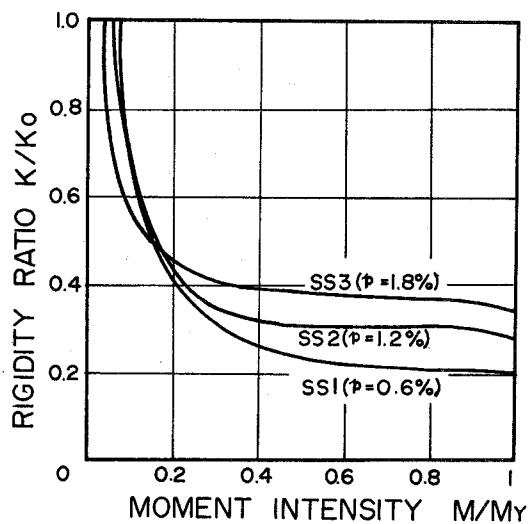
10・8図 基準断面



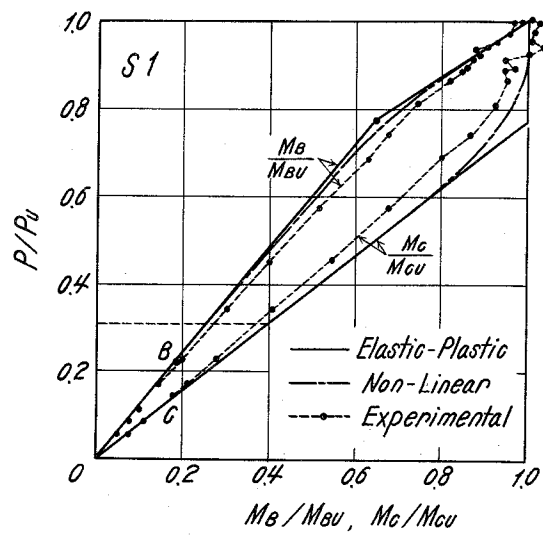
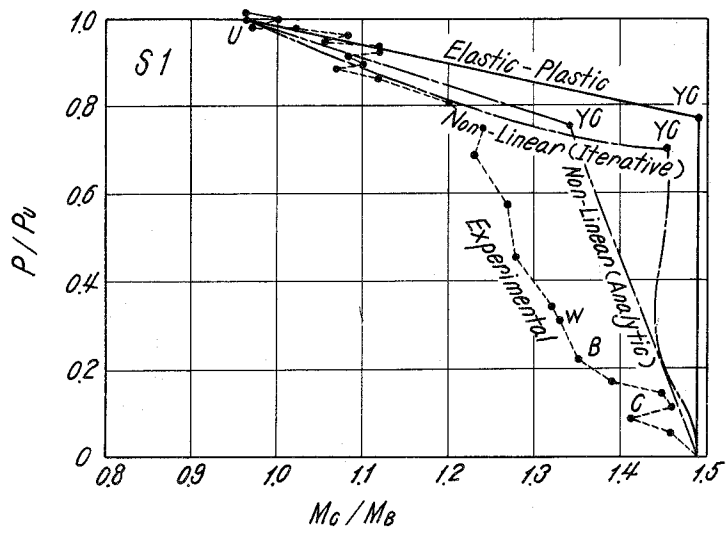
10・9図 基準断面のモーメントー曲率曲線 (実験値)



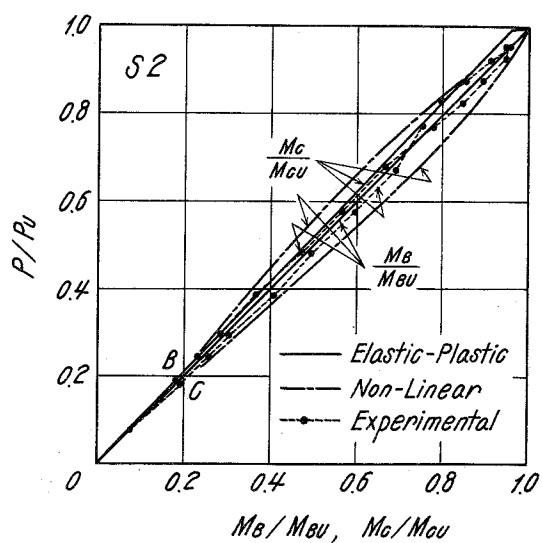
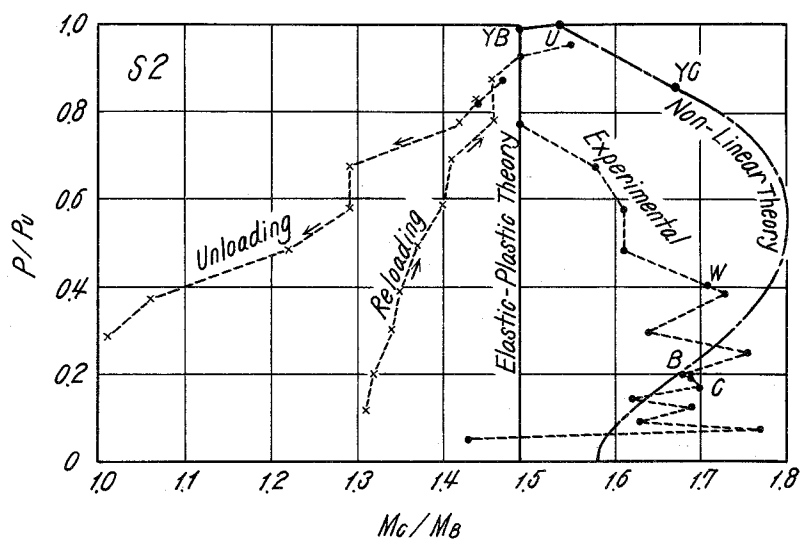
10・10 図 基準断面のモーメントー剛性曲線（実験値）



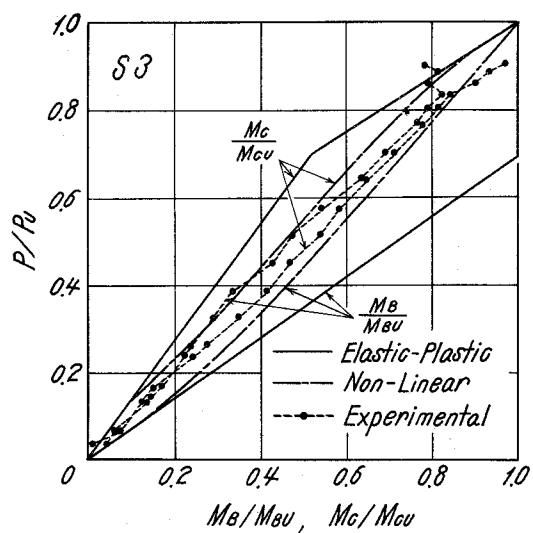
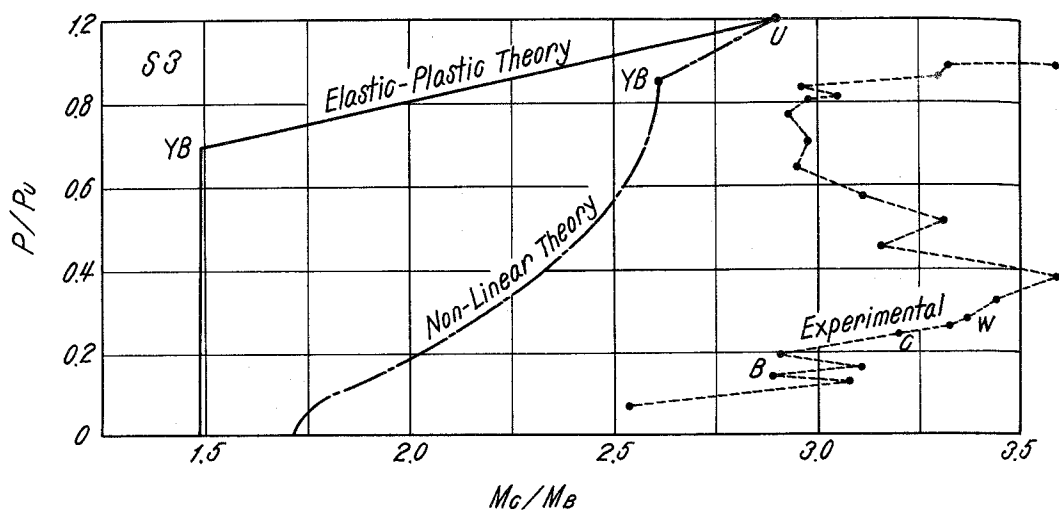
10・11 図 モーメントー剛性曲線形の鉄筋比による相異



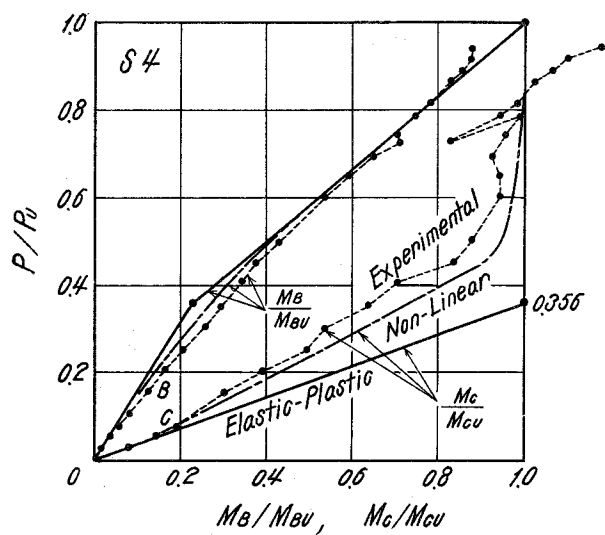
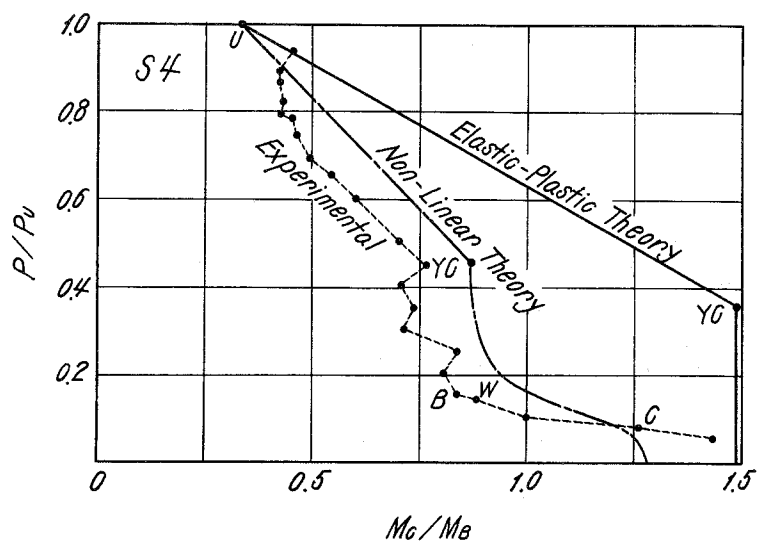
10・12図 S1 梁のモーメント再分布



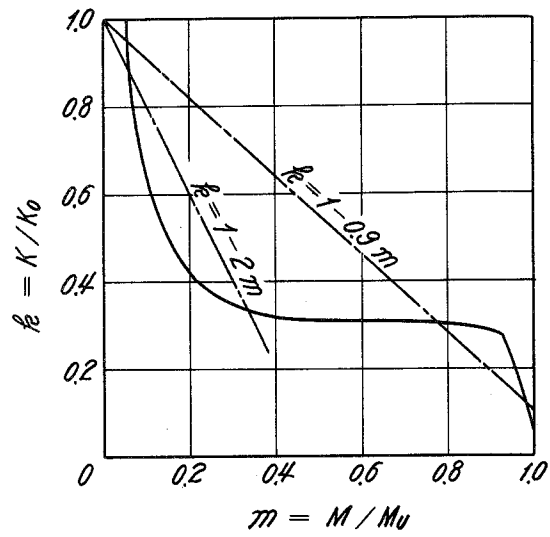
10・13 図 S2 梁のモーメント再分布



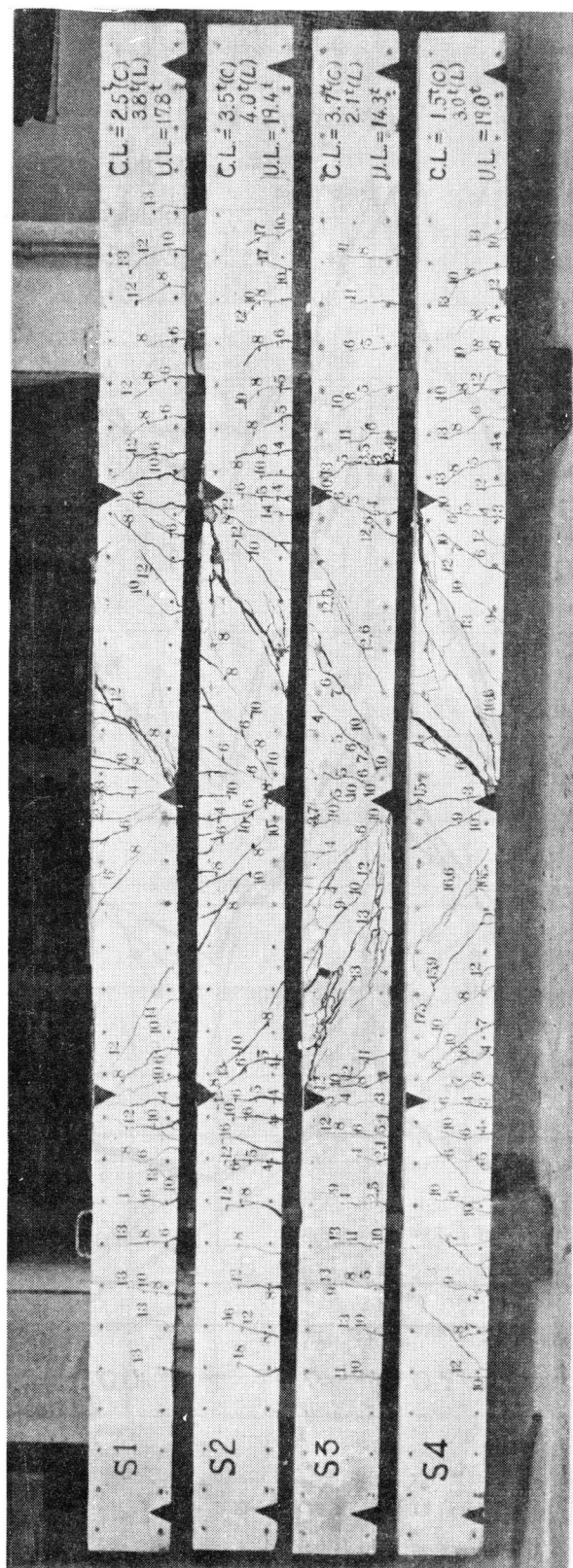
10・14 図 S3 梁のモーメント再分布



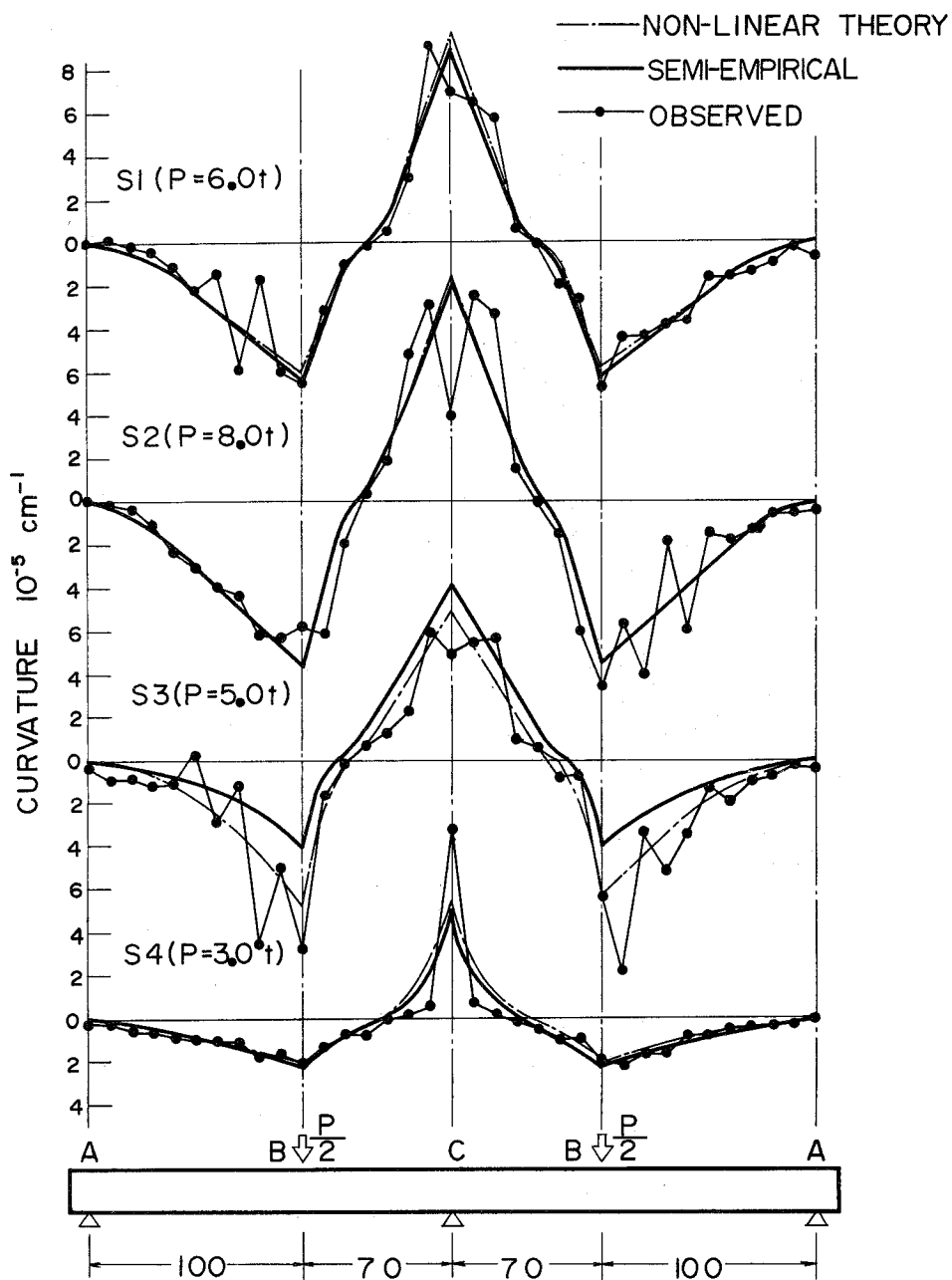
10・15 図 S4 梁のモーメント再分布



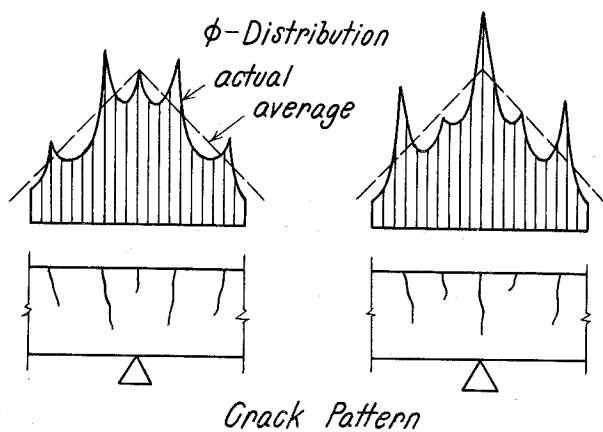
10・16 図 SS1断面のKuczynski型近似



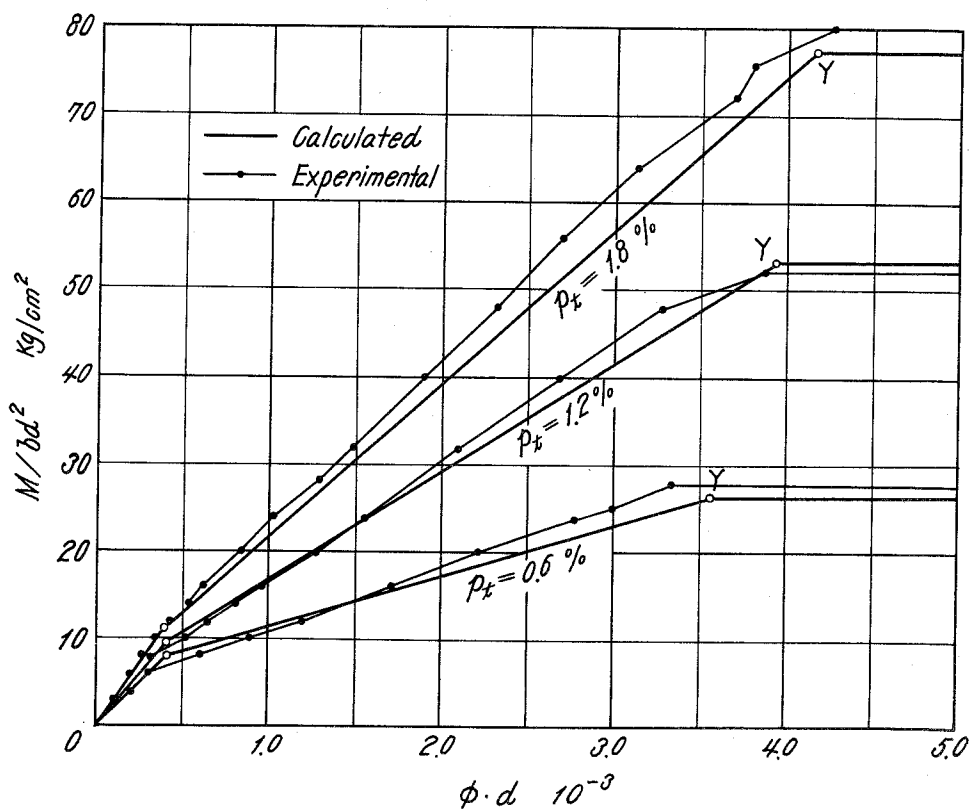
10・17図 連続梁供試体のひびわれ状況



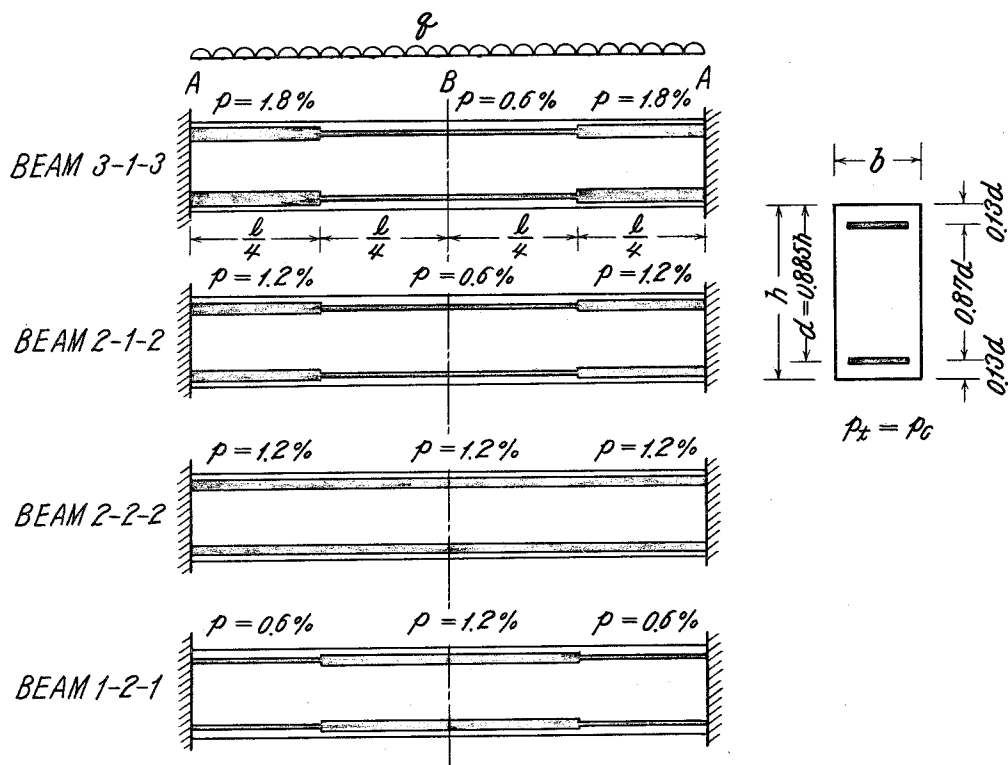
10・18図 曲率の分布



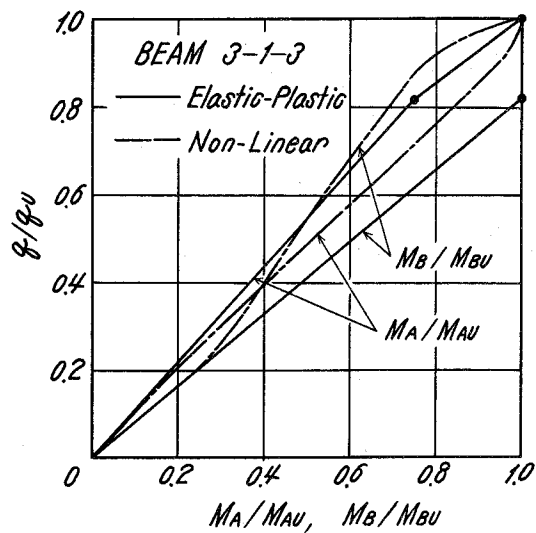
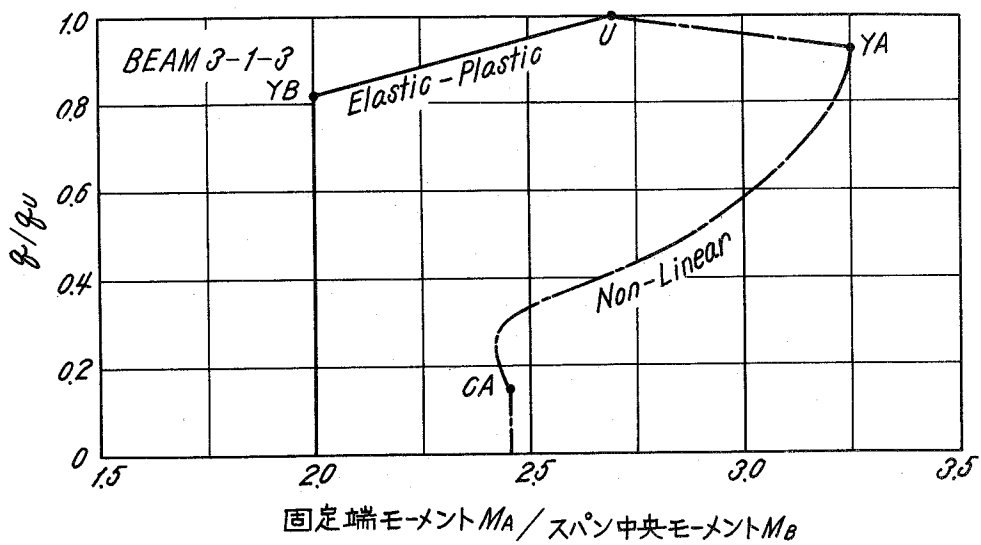
10・19 図 曲率の分布とひびわれパターンの関連性



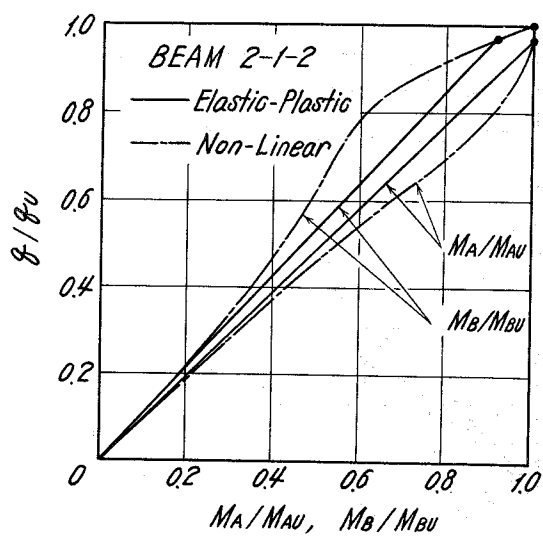
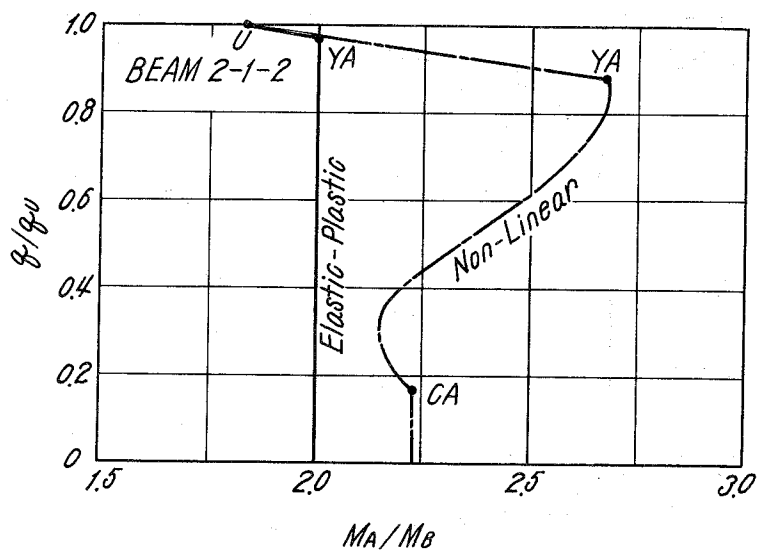
10・20 図 仮定断面のモーメントー曲率曲線



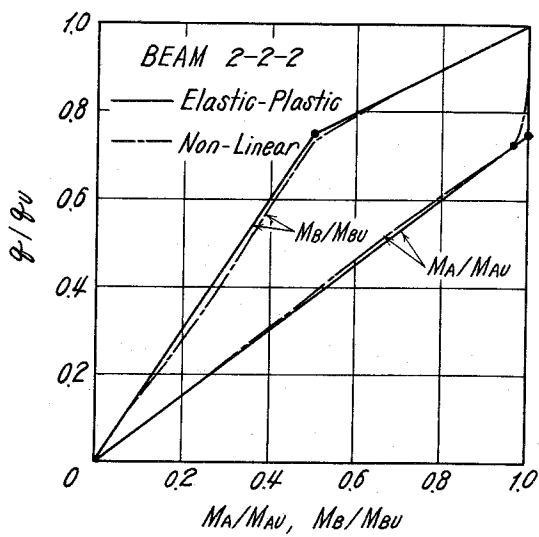
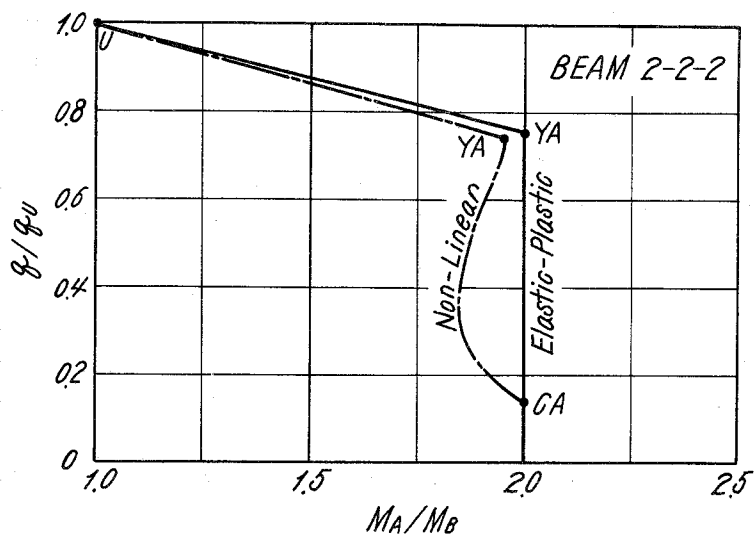
10・21 図 種々の鉄筋量分布をもった固定梁の想定



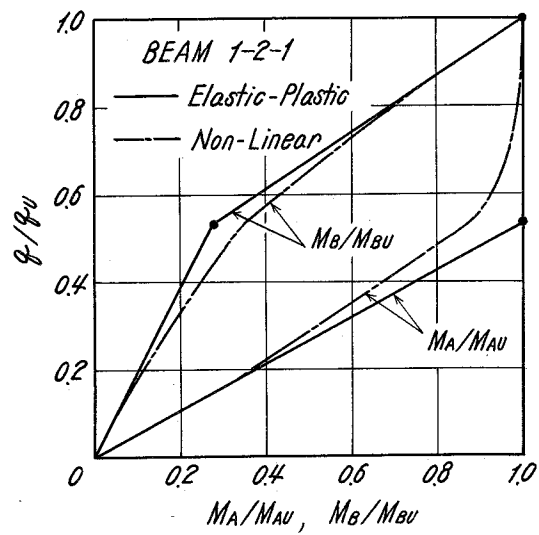
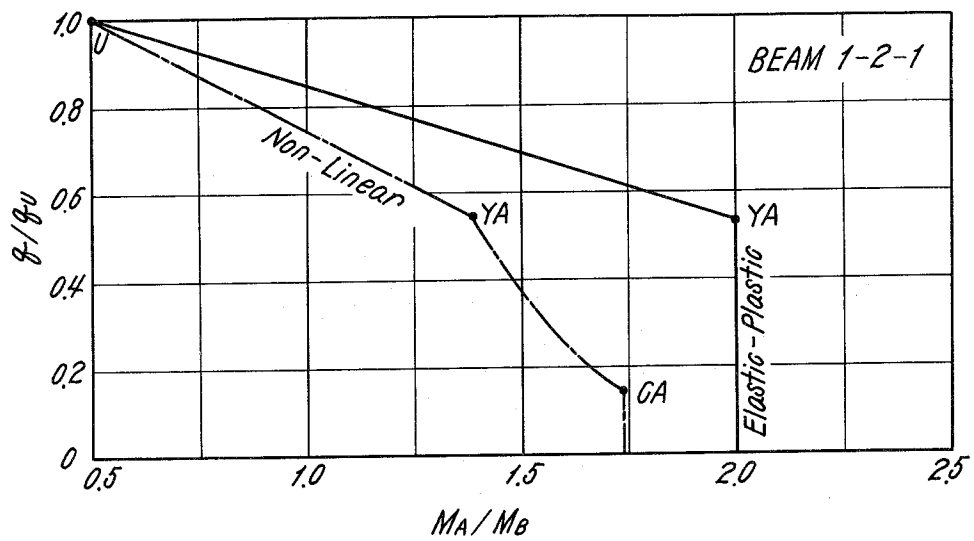
10・22 図 (a) BEAM 3-1-3 のモーメント再分布



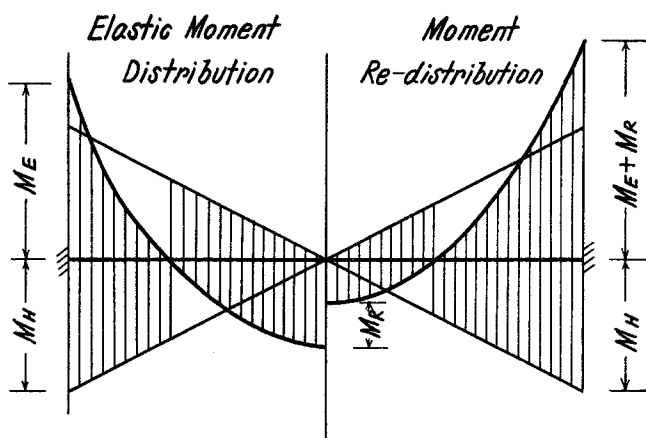
10・22 図 (b) BEAM 2-1-2 のモーメント再分布



10・22 図 (c) BEAM 2-2-2 のモーメント再分布



10・22 図 (d) BEAM 1-2-1 のモーメント再分布



10・23 図 モーメント再分布による設計モーメントの変化

本研究は鉄筋コンクリート構造における鉄筋とコンクリート間の付着の性質について究明したものであり、付着現象と密接な関係のある鉄筋コンクリート構造におけるひびわれの性質についても論じている。本研究では付着現象を個々の現象別にその性質を経験的に集成すると云う方法ではなく、付着現象を力学的に表現する基本的な法則を用いて、種々の付着に起因する現象を統一的に力学的に説明することを試み、実験結果と逐一比較検討することによって満足すべき結果を得た。以下に順を追って本研究結果より得られた結論を要約する。

第 1 章では鉄筋コンクリート構造における付着問題の意義を論じ、本研究の目的と基本的な考え方を次のように明確に示すことによって本研究の位置づけを行っている。

- i) 任意の条件下の付着応力の鉄筋軸に沿う付着応力分布を求め得るための付着理論を確立する。
- ii) 典型的な付着試験法における付着状態の特性を明らかにして、合理的な付着試験法の確立に資する。
- iii) 荷重によって生じる梁の曲げひびわれが部材および架構の力学的性質に与える影響を明確にし、あわせてひびわれ幅の制御を可能にする。

第 2 章においては付着の機構とそれに影響を与える要因についての既往の研究を整理して、従来の付着理論の特徴を論じた。その結果から、実用的な付着理論として、著者は付着応力とその位置での鉄筋とコンクリートの相対変位の関係を用いて、鉄筋の微少長さ部分についての力の釣合から得られる次の微分方程式を解く方法を提示した。

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = k^2 \tau_x = k^2 f(S_x)$$

第 3 章においては著者の付着理論の基礎をなす付着応力と滑りの関係を実験的に求め、この基本関係が成立する条件、影響する要因を明らかにし、次の結論を得た。

- i) 異形鉄筋の場合には付着応力をその位置の相対滑りのみの関数として与えることが出来るが、丸鋼の場合は相対滑り以外に鉄筋応力の大きさにも関係する。

ii) 付着応力-滑りの基本関係を滑り小さい範囲から大きい範囲まで単一の実験式で表現するには次式の関数形が最も適当である。

$$\tau_x = \tau_{\max} \cdot e^{\frac{\log \left\{ (e-1) \frac{S_x}{S_{\tau=\tau_{\max}}} + 1 \right\}}{(e-1) \frac{S_x}{S_{\tau=\tau_{\max}}} + 1}}$$

上式は τ_{\max} , $S_{\tau=\tau_{\max}}$ までは次第に塑性滑りを増す曲線で, τ_{\max} , $S_{\tau=\tau_{\max}}$ 以後は序々に付着抵抗を失って行く曲線型を示す。

第4章においては第3章で求めた $\tau_x - S_x$ 基本関係を用いて第2章で求めた基礎微分方程式を解くことによって付着応力分布を求める手法を示した。一般に付着応力状態は次の3つの基本状態に分類するのがよく、各々の状態は基礎微分方程式の境界条件として定義出来ることを示した。

半無限体型付着応力状態

引抜型付着応力状態

両引型付着応力状態

本章では上記の内の半無限体型付着応力状態に対して付着理論を応用して応力状態を理論的に求め、実験結果と比較して理論の妥当性を検討した。その結果、異形鉄筋を用いた場合には著者の理論が良く適合すること、丸鋼の場合は横ひずみの影響を加味しなければ実際の状態に合わないことを示した。

第5章は第4章で定義した引抜型付着応力状態を明らかにした。引抜型付着状態は鉄筋の定着部の応力状態を代表する最も基本的な状態であり、本章の検討結果より鉄筋の定着設計の合理化の方向を示した。また、この状態は予想に反して普通の引抜試験で具現出来ると見なしても不都合でないことを明らかにし、それを実験的にも証明した。以上の結果より引抜型付着について次の結論を得た。

i) 引抜試験における平均付着応力-端部滑り関係は付着理論によって求めることが出来る。この関係の示す意味、この関係に及ぼす種々の要因を理論的に解明することが可能であり、実験結果とも良く一致する。

ii) 径の異なる鉄筋の付着性能を比較するためには、径の平方根に比例した埋込み長さを選ぶのが合理的である。

iii) 引抜型付着は鉄筋の横ひずみの影響に対して比較的鈍感である。

Ⅳ) 引抜試験法は付着試験法として種々の利点を持った優れた方法で、その結果の評価法が適当であれば、付着の本質的な性質を知ることが出来る。

以上の結果から鉄筋の付着性能試験法として引抜試験方法を選んだ場合の合理的な試験法およびその結果の評価法を提案した。

第6章では典型的な付着状態の1つである両引型付着応力状態の性質を理論的、実験的に明らかにした。両引型付着応力状態は鉄筋コンクリート引張材または梁材のひびわれ間の応力状態を代表するもので、その性質について次の結論を得た。

- i) 両引型付着応力状態は相対滑りの小さい範囲での付着性質が関係する。
- ii) この状態の付着応力分布は分布形状係数 k_1 を用いて合理的に表現することが出来る。
- iii) この付着応力状態は鉄筋の横ひずみの影響を敏感に受け易い。
- Ⅳ) いわゆる両引試験法は鉄筋の付着性能を比較するための標準的な試験法としては適当でない。

断面に比して材長が充分長い鉄筋コンクリート柱体を引張試験すると、荷重の増大に伴って、コンクリートにひびわれが発展する。第7章はこのような引張をうける細長い鉄筋コンクリート柱体の性質を第6章で理論的に求めた両引型付着応力状態の解を用いて究明したものである。本章で示した理論によって、従来の理論では説明出来なかった荷重の増大に伴ってひびわれが発達する現象を説明することが出来た。また、ひびわれ間のコンクリートが引張力の一部を分担する現象を鉄筋コンクリート部材としての平均ひずみとして捕え、荷重と平均ひずみの関係を理論的に求めて、豊富な実験データと一致することを示した。更にひびわれ制御の問題は実験的研究によらざるを得ないことを示し、鉄筋コンクリート引張材についてひびわれ間隔を支配する法則を見出した。以上の結果を結論すると

- i) ひびわれを発生した鉄筋コンクリート柱体の荷重-平均ひずみの関係は、鉄筋種類に関係なく、鉄筋比とコンクリート引張強ささえ与えられれば、コンクリートの引張分担を表す係数 k_1, k_2 を用いることにより、合理的に表現出来る。
- ii) ひびわれの分散は鉄筋の付着性能に極めて鈍感である。
- iii) コンクリートの乾燥収縮は、鉄筋コンクリート引張材の荷重-平均ひずみの関係およびひびわれに影響を与え、ひびわれに対する影響は丸鋼で著しい。
- Ⅳ) 異形鉄筋を用いた場合のひびわれ間隔は鉄筋径に無関係にコンクリート断面の大き

さのみの関数と考えてよい。

以上に示した第7章の結果は第9章における鉄筋コンクリート梁の性質の解明に応用される。

以上の各章における典型的な付着応力状態についての検討から著者の付着理論によって、付着応力状態が一貫した手法でうまく説明できることを示した。同じ鉄筋、同じコンクリートを用いて、これらの付着応力状態を具現する試験を行えば、以上の検討で得た応力状態間の相対的な特徴が実験によって確認されることになる。第8章はこのような目的で行った実験的研究であり、引抜試験、両張試験、Long Prism 試験を4種類の鉄筋、2種類のコンクリートを用いて行った。その結果より理論的結論を確認出来たが、その要点は

- i) 引抜試験での滑りの大きいときの試験結果は鉄筋間の付着性能の優劣を強調する。
- ii) 引抜試験で滑りの小さい範囲の結果、およびLong Prism によるひびわれの分散は鉄筋間の付着性能の優劣に鈍感である。
- iii) 両引試験結果は異形鉄筋と丸鋼の格差を強調する。
- iv) 総合的に見て異形鉄筋間の格差は殆んどない。
- v) 同じ強度の普通コンクリートの軽量コンクリートでは付着性質に差がほとんどない。

第9章および第10章は著者の付着およびひびわれ理論の応用として、付着とひびわれに起因する鉄筋コンクリート梁の曲げ変形の特性を論じたものである。まず第9章では鉄筋コンクリート梁の曲げ剛性がひびわれによって低下するが、ひびわれ後も、ひびわれ間のコンクリートが付着作用によって引張力の一部を分担する性質を第7章で求めた鉄筋コンクリート引張材の荷重-平均ひずみ曲線を利用することによって簡単に表現出来ることを示した。また、梁のひびわれ制御についても、引張材についての結果を応用し、ひびわれ間隔を与える実用式を導いて内外の実験結果と比較した。著者のひびわれ制御の方針では、ひびわれ幅を直接とり上げるのではなく、ひびわれ間隔を制御することによって行う方が確実であるとしている。その結果より最大ひびわれ幅を与えられた許容値以下にするために必要な鉄筋配置の間隔の上限値を鉄筋応力と関連させて9.20図のように示した。更に施工上の制限から許し得る限度まで密に配筋した場合でも鉄筋に許し得る応力はひびわれ幅によって制限され、9.5表に示すように太径の鉄筋を厚いかぶり厚さで用いる場合には許容応力を可成り低減すべきことを示した。

第10章では、第9章で求めた梁の剛性変化の性質によって不静定架構においては断面

力分布が変る現象を論じた。鉄筋コンクリート不静定架構におけるこのモーメント再分布は次の2つの要因の相互作用によって生じる。

ひびわれによる断面の剛性低下

梁軸方向の鉄筋量の変化

断面の $M-\phi$ 関係に忠実に基づき、変形の連続を満足させれば、任意の条件下のモーメント分布を理論的に求めることが出来る。2スパン連続梁についての理論的検討と実験結果の比較から、理論の妥当性を確かめ、種々の配筋を行った固定梁に等分布荷重が作用した場合の特性を含味した結果、モーメント再分布の特性とその設計上の対策について次の結論を示している。

- i) モーメント再分布はクリティカルな断面における引張鉄筋応力の大きさが平均化するように方向に行われる。
- ii) 常時荷重のみを対象とする場合は、弾性モーメント分布に必ずしも忠実に配筋する必要はなく、再分布特性を考慮した配筋を行ってよい。
- iii) 非常時荷重時に大きな断面力を生じる位置（一般に梁端）で常時荷重による再分布によって断面力が付加されるような配筋は好ましくない。しかし現実にはこのような設計になり易いので再分布特性を考慮して断面設計をすべきである。

謝辞 — 本研究は著者が京都大学工学部建築学教室において、京都大学名誉教授坂静雄博士、京都大学教授六車熙博士の御指導の下に行った、附着に関する研究をまとめたものである。ここに両博士に深甚なる謝意を表する次第である。また終始御鞭撻を給わった京都大学教授岡田清博士に厚く感謝申し上げる。本研究は多くの実験を伴うものであったが、実験に際して得た安井久三氏はじめ研究室の諸氏の甚大な御助力を忘れることが出来ない。特に第3章および第7章における実験的研究はそれぞれ富田幸次郎君、および角徹三君に修士研究課題の一部として取組んでいただいたものであり、両君の御協力の多大であったことを付記して謝意を表したい。